



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Tesina

PRESAS DE TIERRA

Para optar al Título de Ingeniero Civil

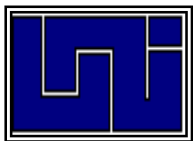
Elaborado por

Br. David Enrique Ramos Bosque

Tutor

Ing. Carlos Gutierrez Mendoza

Managua, Agosto 2015



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



Managua, Nicaragua
27 de Febrero de 2015

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba.
Decano FTC.

Sus Manos

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del trabajo de TESINA titulado: **“PRESAS DE TIERRA”**; del curso de graduación de Obras Verticales, elaborado por el bachiller DAVID ENRIQUE RAMOS BOSQUE.

Dicho trabajo fue desarrollado con absoluta independencia y concluyo que el documento es completo y apto para ser presentado por el sustentante, para lo cual solicito se le programe fecha para realizar la pre-defensa de la misma.

Sin nada más que agregar, me despido.

Atentamente,

MSc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza
Docente Depto. de Estructuras
Tutor

Cc/ Interesado
Archivo



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS**



Managua, Nicaragua
24 de Agosto de 2015

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano FTC.
Sus Manos

Estimado Dr. Gutiérrez:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del trabajo de TESINA titulado: “**PRESAS DE TIERRA**”; del curso de graduación de OBRAS VERTICALES, elaborado por el bachiller DAVID ENRIQUE RAMOS BOSQUE.

Dicho trabajo fue desarrollado con absoluta independencia y concluyo que el documento es completo y apto para ser presentado por las sustentantes, para lo cual solicito se les programe fecha para realizar la defensa de la misma.

Sin nada más que agregar, me despido,

Atentamente;

MSc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza
Docente Depto de Estructuras
Tutor

Cc/ Interesados
Archivo

DEDICATORIA

DEDICO ESTA TESINA PRIMERAMENTE A DIOS NUESTRO CREADOR POR HABERME PERMITIDO LLEGAR HASTA ESTE PUNTO Y HABERME DADO SALUD, SER EL MANANTIAL DE VIDA Y DARME LO NECESARIO PARA SEGUIR ADELANTE DÍA A DÍA PARA LOGRAR MAS OBJETIVOS, ADEMAS DE SU INFINITA BONDAD Y AMOR.

A MI MADRE POR HABERME APOYADO EN TODO MOMENTO, POR SUS CONSEJOS, SUS VALORES, POR LA MOTIVACION CONSTANTE QUE ME HA PERMITIDO SER UNA PERSONA DE BIEN, PERO MAS QUE NADA POR SU AMOR. A MI PADRE POR LOS EJEMPLOS DE PERSEVERANCIA Y CONSTANCIA QUE ME HA INFUNDADO SIEMPRE, POR EL VALOR MOSTRADO PARA SALIR ADELANTE Y POR SU AMOR. A MIS TIOS Y ABUELO, DE LOS CUALES APRENDI ACIERTOS Y DE MOMENTOS DIFICILES QUE ME MOTIVARON A LA CONCLUSION DE ESTA TESINA. A MI NOVIA POR COMPARTIR MOMENTOS SIGNIFICATIVOS CONMIGO Y POR SIEMPRE ESTAR DISPUESTA A ESCUCHARME Y AYUDARME EN CUALQUIER MOMENTO Y A TODOS AQUELLOS QUE AYUDARON DIRECTA O INDIRECTAMENTE A REALIZAR ESTE DOCUMENTO.

A MIS MAESTROS A QUIENES DOY GRACIA POR EL TIEMPO QUE DEDICARON AL CORREGIRME ESTE TRABAJO Y POR LA ENSEÑANZA QUE ME BRINDARON.

David Ramos Bosque

INDICE

INTRODUCCION	01
ANTECEDENTES	03
JUSTIFICACION	06
OBJETIVOS	07
• Generales	07
• Específicos	07
MARCO TEORICO	08
CAPITULO 1	
PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO	10
CAPITULO 2	
CONSIDERACIONES ECOLOGICAS Y AMBIENTALES	13
2.1 Planificación	13
2.2 Requisitos	14
2.3 Categoría de Recursos	15
2.4 Consideraciones de la Fauna	15
2.5 Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Pesca	16
2.6 Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Fauna	21
2.7 Calidad del Agua	24
2.8 Consideraciones Arqueológicas e Históricas	27
CAPITULO 3	
ESTUDIOS HIDROLOGICOS	29
3.1 Propósitos y Alcances	29
3.2 Requisitos	29
3.3 Hidrología Básica y Datos Meteorológicos	30
3.4 Datos Hidrológicos	31
3.5 Datos Meteorológicos	32
3.6 Determinación del Área de Influencia de una Cuenca	32
3.7 Calculo de la Precipitación Promedio de una cuenca	33

3.8 Periodo de Retorno.....	33
3.9 Estimación del Volumen Medio Anual de Escurrimiento.....	34
3.10 Estimación de la Avenida Máxima o Escurrimiento Máximo.....	34
3.11 Intensidad Máxima de Lluvia.....	35
3.12 Caudal Ecológico.....	36
3.13 Caudal del CE en una cuenca.....	37
3.14 Inundaciones debidas a la Operación o por Fallas Hidráulicas.....	38
3.15 Situaciones Previstas en el Proyecto de una Presa de Embalse.....	38
3.16 La Necesaria Implementación de zonas de Riesgo de Inundación.....	39

CAPITULO 4

ELECCION DEL TIPO DE PRESA.....41

4.1 Clasificación de los Distintos tipos.....	41
4.2 Clasificación de Acuerdo a su Uso.....	41
4.3 Clasificación por sus Características Hidráulicas.....	42
4.4 Clasificación Según los Materiales.....	42
4.5 Presas de Tierra.....	43
4.6 Presas de Escollera.....	44
4.7 Presas de Gravedad de Hormigón.....	45
4.8 Presas Arco de Hormigón.....	46
4.9 Presas de Contrafuerte de Hormigón.....	46
4.10 Otros Tipos.....	46
4.11 Factores Físicos que Intervienen en la Elección del Tipo de Presa.....	46
4.12 Topografía.....	47
4.13 Geología y Condiciones de los Cimientos.....	48
4.14 Materiales Disponibles.....	50
4.15 Hidrología.....	50
4.16 Aliviaderos.....	51
4.17 Objetivo y Relación Beneficio.....	52
4.18 Aspecto Estético.....	53
4.19 Características Técnicas Favorables para que se Pueda Construir una Presa.....	53

CAPITULO 5

CIMIENTOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....55

5.1 Ámbito de Investigación.....	55
5.2 Cimientos.....	55
5.3 Parámetros de Cimentación de Acuerdo a los Distintos Tipos de Presa.....	59
5.4 Suelos Para Terraplenes.....	60
5.5 Pedraplenes y Revestimientos.....	63
5.6 Estudios de Embalse.....	65
5.7 Recopilación y Presentación de los Datos.....	69
5.8 Presentación de los Datos.....	70

5.9 Fuentes de Información.....	74
5.10 Planos Geológicas.....	74
5.11 Sensores Remotos.....	76
5.12 Exploración de Superficie.....	78
5.13 Suelos Fluviales-Lacustre.....	79
5.14 Depósitos Eólicos.....	82
5.15 Suelos Residuales.....	83
5.16 Métodos de Exploración Geofísica.....	84
5.17 Técnicas Superficiales Geofísicas.....	86
5.18 Métodos de Exploración Accesible del Subsuelo.....	102
5.19 Métodos de Exploración no Accesibles del Subsuelo.....	106
5.20 Toma de Muestras.....	113
5.21 Muestras Alteradas (Tomadas a Manos).....	114
5.22 Muestras Alteradas (Métodos Mecánicos).....	118
5.23 Protección y Preparación de Muestras Inalteradas para su Envío.....	120
5.24 Método de Toma de Muestras Inalteradas a Mano.....	121
5.25 Métodos Mecánicos de Toma de Muestras Inalteradas.....	122
5.26 Método de Toma de Muestra en Roca.....	129
5.27 Registro de Datos de los Sondeos.....	131
5.28 Formato de Fichas.....	131
5.29 Información en las Fichas.....	133
5.30 Descripción de los Suelos.....	138
5.31 Descripción de Muestras de Roca.....	140
5.32 Ensayos de Campos y Laboratorios.....	145
5.33 Ensayos de Permeabilidad en el Campo.....	145
5.34 Ensayo de densidad “en situ” (Método del Equivalente de Arena).....	146
5.35 Ensayo de Cortante.....	148
5.36 Ensayos en Laboratorios de los Suelos.....	148

CAPITULO 6

PRESAS DE TIERRA.....154

6.1 Origen y Desarrollo.....	154
6.2 Objeto del Estudio.....	155
6.3 Elección del Tipo de Presa de Tierra.....	156
6.4 Bases del Proyecto.....	162
6.5 Criterios para el Proyecto.....	162
6.6 Proyectos de los Cimientos.....	164
6.7 Cimientos Rocosos.....	167
6.8 Método de Tratamiento de Cimientos Rocosos.....	167
6.9 Cimientos de Arena y Grava.....	174
6.10 Método de Tratamiento de los Cimientos de Arena y Grava.....	179
6.11 Proyecto de Cimentaciones en Gravas y Arenas.....	192
6.12 Métodos para el Tratamiento de los Cimientos de Limo y Arcilla.....	199
6.13 Proyecto de Cimentaciones de Limo y Arcilla.....	203
6.14 Terraplenes.....	204

6.15 Presión Intersticial.....	206
6.16 Filtración a Través de los diques.....	208
6.17 Proyecto del Terraplén.....	209
6.18 Protección del Parámetro Aguas Arribas.....	221
6.19 Protección del Parámetro Aguas Abajo.....	227
6.20 Drenaje Superficial.....	228
6.20 Taludes Abocinados en los Estribos.....	229

CAPITULO 7

CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA.....230

7.1 Introducción.....	230
7.2 Factores que Afectan al Proyecto.....	230
7.3 Causas Potenciales de Falla.....	231
7.4 Diseño Contra Desbordamiento.....	232
7.5 Diseño Contra Flujo Incontrolado.....	233
7.6 Línea Superior de Flujo en Presas de Tierra.....	236
7.7 Filtros.....	236
7.8 Presiones de Poro.....	238
7.9 Análisis de Estabilidad.....	238

CAPITULO 8

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA PRESA DE TIERRA.....240

8.1 Generalidades.....	240
8.2 Compactación Mecánica de Suelos.....	241
8.3 Preparación de la Cimentación.....	243
8.4 Terraplenes.....	244
8.5 Relleno Permeable.....	245
8.6 Rellenos de Rocas y Escolleras.....	246
8.7 Rellenos Diversos.....	247
8.8 Informes y Registros.....	248

CAPITULO 9

DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA.....249

9.1 Borde Libre.....	249
9.2 Tubificación.....	250
9.3 Línea Superior de Flujos.....	251
9.4 Filtros.....	251
9.5 Análisis de Estabilidad.....	252

CONCLUSIONES.....	254
RECOMENDACIONES.....	256
BIBLIOGRAFIA.....	257
ANEXOS.....	258

INTRODUCCION

La disponibilidad del agua ha sido desde épocas remotas uno de los condicionantes mas fuertes para el establecimiento y posterior desarrollo de los asentamientos. El necesario equilibrio entre las necesidades y las disponibilidades de agua depende de los condicionamientos relativos al entorno natural y a los de las actividades humanas desarrolladas. La búsqueda de este equilibrio ha requerido en cada circunstancia particular la adopción de soluciones de distinto tipo, entre las que siempre han destacado los azudes y las presas, sobre todo en aquellos países en los que el agua no es un bien abundante o si bien es abundante, es irregular en su presencia y en el espacio.

Esta tesina va dirigida a los estudiantes de Ingeniería Civil que se encuentran en su último año de estudio, para que puedan conocer que se puede hacer una cierta combinación de Resistencia de Materiales y mecánica de suelos en las construcciones magnificas que son las presas.

Una de las primeras y principales actividades de la ingeniería civil es la construcción de presas. Todas las grandes civilizaciones se han caracterizado por la construcción de embalses de almacenamiento para suplir sus necesidades, en las primeras épocas para satisfacer las demandas de irrigación surgidas del desarrollo y expansión de la agricultura organizada. Al operar las condiciones de restricción impuestas por circunstancias locales, especialmente de clima y topografía, el periodo económico de las civilizaciones sucesivas estaba ligado a la experiencia y conocimientos en materia de ingeniería de recursos hidráulicos. La prosperidad, la salud y el progreso material se ligaron cada vez más a la habilidad de almacenar el agua.

El propósito principal de una presa puede definirse como el de proveer retención y almacenamiento de agua de una manera segura.

Si los efectos de la sedimentación o limitaciones similares, dependientes del tiempo en su utilidad operacional, no se toman en cuenta, no hay un periodo de diseño estructural nominal para las presas. Como resultado de este hecho, cualquier presa debe de representar una solución especial para las circunstancias del lugar. Por tanto, el diseño debe de representar un equilibrio óptimo entre las consideraciones técnicas locales y las económicas en el momento de la construcción

ANTECEDENTES

La historia de la construcción de presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano Oriente. Innumerables pequeñas presas, invariables estructuras de rellenos simples, se construyeron para irrigación, por ejemplo en China, Japón, India y Sri Lanka. Algunas de estas primeras presas existen todavía.

La presa de Kaffara, construida en Egipto, aproximadamente en 2600 A.C, es la presa más antigua que se conoce. Fue construida en piedra, de 14 m de altura total. Consistía en una zona central rellena de material suelto, rodeada por espaldones de roca y con parámetros protegidos por mampostería ordinaria. Se le abrió una brecha, tal vez como consecuencia de una inundación que la desbordo, luego de un periodo de servicio relativamente corto. Las primeras civilizaciones construyeron un buen número de otras presas importantes en el Medio Oriente, especialmente en Iraq, Irán y Arabia Saudita como la presa de materiales sueltos de Marib, construida en Yemen en 750 a.C. para prestar servicio a un proyecto mayor de irrigación, cuya altura total final era de 20 m. la riqueza agrícola del reino de Saba fue potenciada por la presa de Marib, una de las grandes obras de ingeniería de la antigüedad. Estuvo en funcionamiento durante más de mil años, y aun subsisten de ella impresionantes ruinas en el lugar. Otra de las presas construidas y la primera de mampostería de importancia fue la presa Kesis Gölü (norte) en Turquía de 10 m de altura que data de este mismo periodo. Más tarde los romanos contribuyeron de manera significativa en el Medio Oriente y en los países que bordean el Mediterráneo.

Un buen numero de sus presas continua en servicio y probablemente en ellos recae el crédito de adaptar por primera vez el principio del arco a la construcción de presas. La presa en arco de Baume, Francia, que tiene 12 m de altura y 18 de largo, fue terminada por los romanos en el siglo II d.C.

En los años posteriores comenzó una forma “más seria” la construcción de presas en muchas partes de Europa, como por ejemplo, la presa de materiales sueltos de 6 m en Alresford, Gran Bretaña, y la de 10 m de altura en Mittelerer, Alemania. Con respecto a los estudios realizados para la construcción de presas, se puede decir que los análisis racionales para presas en mampostería se desarrollaron en varios países, en especial en Francia, Gran Bretaña y Estados Unidos, desde aproximadamente 1865. Los avances en la construcción de terraplenes contaron con la aparición de la teoría moderna de la mecánica de los suelos en el periodo posterior a 1930. Los progresos subsiguientes han sido de relativa rapidez y los mayores avances han sido consecuencia de los adelantos en el entendimiento del comportamiento de los enrocados y de los rellenos de suelos y de la introducción de equipos modernos de gran capacidad para el movimiento de suelos.

En el mismo periodo, en parte como consecuencia de grandes desastres, se estableció la importancia vital que para la ingeniería de presas tenían las disciplinas interrelacionadas de mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería estructural.

Nicaragua es un país especialmente privilegiado en recursos hídricos. El recurso agua disponible es de 38, 668 metros cúbicos por cápita por año, lo que posiciona al país por encima del promedio de Centroamérica. Se destaca que posee aproximadamente cuatro veces la disponibilidad de agua que Estados Unidos o algunos países de Europa como Suiza. Por ejemplo, aprovechando la geografía y riqueza hídrica del departamento de Jinotega se encuentra con dos presas que proveen energía hidroeléctrica, una de ellas es la Presa Centroamérica que inicio sus operaciones de prueba en 1964 con la primera unidad de 25 MW, sin embargo comenzó a operar comercialmente el 18 de marzo de 1965. La presa cuenta con un embalse de 60 Km² y una capacidad de almacenamiento de 435 millones de m³ desde donde el agua se hace llegar por medio de un canal de 4 mil metros de longitud y con un gasto de 22 m³/s, seguido de un túnel a presión y una tubería forzada.

La segunda presa es la de Carlos Fonseca la cual inicio sus operaciones comerciales a mediados del año 1972. Esta cuenta con un embalse de 6 km², desde donde el agua se hace llegar por medio de un canal de 2.7 Km de longitud y con un gasto de 33 m³/s. La presa Carlos Fonseca cuenta con dos turbinas tipo Francis, de 25 MW de capacidad cada una que accionan los generadores sincrónicos que inyectan la energía producida a la red nacional.

JUSTIFICACION

Esta tesina pretende cubrir el estudio de presas desde sus inicios hasta el posible diseño del proyecto. Para ello, se estudian los diferentes procesos que conllevan a la puesta en obra de una presa. El estudio de este tema se limita a los proyectos de pequeñas presas de tierra, cuya construcción se realizara por capas apisonadas. La información contenida en este estudio es de aplicación general al diseño de una presa de tierra. Sin embargo algunos de los procedimientos empíricos presentados son específicos para el diseño de una pequeña presa. Una presa “pequeña” será aquella cuya altura máxima, sobre el nivel más bajo en el lecho original del río, no sobrepase los 15 metros y cuyo volumen sea tal, que no puedan realizarse ahorros significativos empleando procedimientos más precisos para el proyecto de grades presa.

Una presa puede ayudar al desarrollo sostenible de nuestro país ya que puede proveer agua suficiente para tiempos de sequias y así ayudar a las personas de procedencia rural que tienen cultivos no padecer de la principal fuente de sus siembra, que es el agua.

Las presas han sido promocionadas como un importante medio para satisfacer necesidades de agua y también como inversiones estratégicas a largo plazo, capaces de producir múltiples beneficios adicionales.

OBJETIVOS

➤ **Objetivo General**

- Describir los procedimientos para la construcción de una presa de tierra.

➤ **Objetivos Específicos**

- Dar a conocer los pasos para la elección de una presa de tierra.
- Mostrar las normativas y ordenamientos para el diseño de una presa de tierra.
- Exponer con un modelo el Diseño de una Presa de Tierra.

MARCO TEORICO

Dentro del ámbito de la ingeniería civil, se conoce con el nombre de estructura a toda construcción destinada a soportar su propio peso y la presencia de acciones exteriores (fuerzas, momentos, cargas térmicas, etc.) sin perder las condiciones de funcionalidad para las que fue concebida ésta.

Las presas se pueden clasificar fácilmente de acuerdo con su propósito principal, es decir, irrigación, suministro de agua, generación hidroeléctrica, regulación de ríos, control de inundaciones, etc. Los tipos de presas son numerosos y su clasificación es a menudo, definida con menor claridad. Dependiendo de los principales materiales de construcción utilizados, es posible hacer una amplia clasificación inicial en dos grupos:

1. Presas de relleno que se construyen con terraplenes de suelos o enrocados. Las pendientes de los parámetros aguas arriba y aguas abajo son similares y con un ángulo moderado, lo que produce una sección ancha y un volumen de construcción grande con respecto a su altura.
2. Presas de concreto que se construyen con concreto macizo. Los taludes de los parámetros son diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. Estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo.

Las presas de relleno son más numerosas debido a razones técnicas y económicas, y representan alrededor de 90% de todas las presas construidas. Son más antiguas de concepción estructural más simple que incluso las primeras presas de mampostería; utilizan materiales disponibles localmente y sin tratamientos. A medida que fueron evolucionando, las presas de relleno fueron demostrando su adaptabilidad a una gran variedad de sitios y circunstancias. En contraste, las presas de concreto y sus predecesoras en mampostería son más exigentes en cuanto a las condiciones de cimentación.

Las presas requieren ciertas estructuras e instalaciones complementarias para realizar sus funciones operacionales en forma segura y efectiva. En particular, debe tenerse en cuenta el paso seguro de las crecientes extremas, el vaciado controlado y la descarga de agua en cumplimiento de los propósitos del embalse. Los vertederos y las obras complementarias son, por tanto, obras esenciales. Otras instalaciones complementarias se incorporan cuando sea necesario para el propósito de la presa y de acuerdo con su tipo. En esta tesina se identificarán y se describirán brevemente las estructuras y obras complementarias más importantes asociadas con las presas y sus embalses. De esta manera, servirá como introducción a los capítulos siguientes que tratan el diseño de las presas, vertederos u desagües, disipadores de energía, compuertas y válvulas. La medida para descarga permanente de las inundaciones y las obras de desagüe para la desviación de los ríos durante la construcción pueden tener dificultades técnicas y, por consiguiente, ser costosas.

En la mayoría de las presas una descarga de fondo proporciona una medida adicional de control y, cuando sea posible, permitirá el vaciado del embalse. Una descarga de fondo debe tener una capacidad tan alta como sea factible. En la mayoría de los casos es necesario utilizar válvulas especiales de desagüe y/o estructuras para evitar posibles daños al lecho de la corriente y a las orillas aguas debajo de la presa.

CAPITULO 1

PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO

El planteamiento del proyecto consiste en identificar las necesidades y posibilidades vinculadas con el agua, desarrollando planes alternativos que satisfagan estas necesidades y tengan en cuenta los recursos. El proyecto escogido será la alternativa que más eficazmente y eficientemente conjugue ambos. La identificación de necesidades y posibilidades se lleva a cabo principalmente mediante la participación pública, que incluye al cliente y a las agencias interesadas. El planteamiento consideraciones medioambientales, ingenieriles, hidrológicas, geográficas, legales e institucionales. Algunas de las necesidades y aplicaciones más comunes relacionadas con el agua son: El regadío, los usos municipales e industriales, la generación eléctrica, la regulación hídrica, la recarga de acuíferos, los usos recreativos, el control del hábitat de la pesca y la fauna y la disminución de la polución. El planteamiento del proyecto es un proceso reiterativo en el que se compara y selecciona entre las distintas alternativas hasta identificar el diseño más conveniente. La siguiente serie de pasos puede servir guía útil en el planteamiento del proyecto para un estudio de recursos de agua:

- a. Identificación previa de necesidades y perspectivas.
- b. Decisión previa de las posibles alternativas para satisfacer las necesidades y posibilidades.
- c. Estimación preliminar de eventuales diferencias entre las alternativas, expresadas en condiciones físicas o no monetarias.
- d. Traducción de la relación de diferencias entre las alternativas en estimaciones aproximadas de los beneficios y costos en términos monetarios, su vida útil, y conversión a valores aproximadamente equivalentes para un período de tiempo común.
- e. Evaluación de efectos no monetarios del proyecto, tales como secuelas medioambientales y sociales previstas.

- f. Análisis y comparación de las estimaciones económicas y no monetarias, y selección de aquellas alternativas que justifiquen ulteriores estudios.
- g. Afinado sucesivo de las valuaciones físicas, económicas, medioambientales y sociales; y selección de las alternativas más prometedoras para un estudio en detalle.
- h. Revisión progresiva de problemas y posibilidades, proyectos alternativos previamente considerados, y nuevas alternativas que pueden ser concebidas a la luz de los resultados y ajustes de las progresivas investigaciones, y análisis.
- i. Selección entre las pocas alternativas restantes, teniendo en cuenta los estudios más detallados, los beneficios y costes comparativos en términos monetarios, y las diferencias entre alternativas que no sean fácilmente reducibles a condiciones económicas.
- j. Selección de un solo proyecto de las alternativas finales, con posteriores análisis sobre progresivos niveles de desarrollo, a fin de determinar el tamaño óptimo del proyecto, y tomando en cuenta asuntos tales como las leyes pertinentes, los acuerdos interestatales, y las políticas locales y administrativas de las organizaciones gobernantes y financieras pertinentes.

La efectividad de los proyectos propuestos a aprobarse de forma sustancial respondiendo a cuatro preguntas sobre: Integridad, su efectividad, su eficacia y su aceptación. A continuación se explican las respuestas a estas preguntas:

- 1) Integridad: Grado en que una alternativa dada satisface y responde a todas las inversiones necesarias u otras acciones para asegurar la realización de los efectos planeados. Esto puede requerir relacionar el proyecto con otros tipos de proyectos públicos y privados si estos otros resultan cruciales para la consecución de parte de los objetivos.
- 2) Efectividad: Medida en que una alternativa alivia los problemas especificados y satisface las posibilidades definidas.

- 3) Eficacia: Grado de eficacia económica de una alternativa que alivia los problemas establecidos, comprendiendo las oportunidades especificadas, y siendo consistente con la protección del medio ambiente del país.
- 4) Aceptación.- Realización y viabilidad de la alternativa con respecto a la aceptación por el Estado, las entidades locales y el público; y su compatibilidad con las leyes, regulaciones, y la política pública existentes.

CAPITULO 2

CONSIDERACIONES ECOLOGICAS Y MEDIOAMBIENTALES

2.1 Planificación

En la adecuada planificación de una nueva presa se requiere un elevado conocimiento del medio ambiente, en sus aspectos natural y humano. La preocupación sobre el estado del medio ambiente incluye cuidar del aire y el agua, nuestros sistemas ecológicos naturales, así como de nuestros recursos culturales. Hoy en día, muchas leyes y regulaciones reflejan esta preocupación, y requieren la consideración de los factores medioambientales desde la planificación. Las recientes legislaciones y la preocupación pública requieren de la Administración para proporcionar declaraciones detalladas de los considerables impactos que pudieran producir nuevos proyectos sobre la calidad del medioambiente. Los estudios que analizan estos requerimientos medioambientales se conocen como EIAs (Estudios de Impacto Ambiental). La necesidad de estos informes ha resultado en el establecimiento de numerosas compañías cuyo propósito primario es desarrollar EIAs técnicamente adecuadas, así como extensa literatura en métodos de valoración medioambiental. En muchas ocasiones, el objetivo parece ser el desarrollo de un EIA; sin embargo, la meta no es mejor que tomar decisiones que equilibren el uso de los recursos acuáticos con la protección y mejora de la calidad medioambiental. La legislación y preocupación del público han provocado un acercamiento plural al desarrollo del agua y a la consideración más seria de las potenciales consecuencias medioambientales de éste. Los aspectos medioambientales deben ser considerados desde el planeamiento inicial y continuar a lo largo de la construcción y funcionamiento del proyecto. Esto requiere las acciones de un equipo multidisciplinario (y en algunos casos multiempresarial), que representaría una gran especialización, ingeniería, diseño, biología, recreación, hidrología, y sociología.

Las disciplinas de cada estudio deben basarse en los recursos naturales y físicos abarcados en el proyecto correspondiente. A través de las interacciones eficaces de los miembros del equipo se pueden realizar los ajustes necesarios para acomodar las preocupaciones medioambientales en el principio de la planificación, en lugar de mitigar las acciones después de que el proyecto se complete. La mejora de recursos existentes y la completa prevención de efectos medioambientales adversos no siempre son posibles. Además, los beneficios sobre un recurso pueden resultar en la pérdida de otro; por ejemplo, al contener un arroyo se puede crear un suministro de agua invariable pero también se elimina la posibilidad de utilizar los recursos terrestres dentro del área permanente inundada. Es el trabajo de un equipo de planificación el desarrollar planes que resulten en impactos más positivos que negativos. En muchos casos, los impactos medioambientales adversos pueden ser reducidos significativamente a través del cuidadoso diseño, construcción, y maniobra de las funcionalidades del proyecto. El propósito de este capítulo es describir las maneras de planificar los recursos medioambientales e identificar algunas soluciones prácticas para los problemas medioambientales más comunes que frecuentemente confrontan a proyectistas e ingenieros. Y como cada proyecto presenta problemas únicos, animamos al lector a que consulte las publicaciones referidas a los EIAs y otras publicaciones sobre este tema. Animamos también a ingenieros y proyectistas a consultar a los expertos en ciencias medioambientales a fin de identificar las oportunidades para mejorar los recursos naturales y para desarrollar soluciones creativas que disminuyan los impactos adversos.

2.2 Requisitos

Las subsecuentes secciones de este capítulo tratan de cuestiones medioambientales encontradas generalmente en todos los proyectos desarrollados sobre el recurso agua. Una lista de factores medioambientales importantes dentro de un proyecto específico podría ser demasiado extensa.

Por consiguiente, cada estudio debe identificar, o mostrar el alcance, de los problemas medioambientales que pudieran afectar significativamente a la planificación. En muchos casos, estos problemas son requisitos legales específicos (leyes locales, estatales o comunitarias) que deben ser cumplidas. Se debe consultar a las Administraciones apropiadas para la complacencia de dichas leyes. En Nicaragua, las autoridades incluyen el MARENA y MAGFOR. Cada proyecto debe involucrar a una única combinación de Consejerías, dependiendo de los recursos afectados. Acerca de las cuestiones que pudieran ser.

2.3 Categorías de Recursos

Las categorías generales de recursos que deberían ser consideradas incluyen la calidad del aire, la calidad del agua, las tierras de labranza, los ríos salvajes, las especies en peligro de extinción, los humedales, las zonas naturales de especial interés, los parques naturales, las cualidades sonoras, los parajes hermosos y las formaciones geológicas.

2.4 Consideraciones de La Fauna

La experiencia federal en el desarrollo de los recursos de agua indica que los animales acuáticos, demás fauna y flora, pueden representar una parte fundamental de las cuestiones medioambientales que debe solucionarse antes de la construcción del proyecto y de su funcionamiento. Estos recursos incluyen las especies animales y su importancia económica, debido a sus usos como comida y para el comercio, las especies con importancia recreativa debido a sus usos en la caza y pesca, y las especies en peligro de extinción de importancia ecológica puesto que se promueve su protección. Las especies indicadores de salud medioambiental y las especies con atractivo estético también deben ser consideradas. Debido a la complejidad de los problemas de la fauna acuática y terrestre, problemas que, en la superficie, parecen simples, resulta indispensable que biólogos expertos en la fauna sean involucrados activamente en la planificación del proyecto y su diseño.

Estos profesionales familiarizados con los recursos en el área de la planificación deben ser consultados en la primera fase de la planificación. La Administración puede proporcionar valiosa información acerca del hábitat de la fauna local y de su población. Su implicación puede resultar en evitar las zonas más críticas, y sus sugerencias pueden ayudar a mejorar recursos particulares. Donde los impactos adversos resulten inevitables, ésta puede recomendar las acciones (diseños y métodos de explotación) que puedan mitigar parcial o completamente el impacto medioambiental del proyecto. Los embalses pueden reportar un beneficio significativo a ciertos peces y especies cuando se tienen en cuenta los requisitos biológicos de estas especies durante la planificación, diseño, y funcionamiento del embalse. Los siguientes esquemas exponen cómo la pesca y la fauna puede resultar afectada por presas y embalses, y describe ciertas mejoras que pueden incorporarse en el diseño del proyecto para reducir los impactos adversos o para beneficiar directamente a ciertos grupos de especies.

2.5 Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Pesca

Los impactos sobre la pesca y demás fauna acuática resultantes de la construcción de una presa y el subsiguiente estancamiento del agua pueden ser causados por el cambio de agua de fluyente a estática, por la modificación de los cursos fluviales aguas abajo, por cambios en las condiciones de temperatura y calidad de agua, o por la suma de barreras físicas a las migraciones río arriba y río abajo. El impacto más dramático es causado por la transformación de una porción de un arroyo libre y fluido o sistema fluvial a un sistema de agua estancada. Dependiendo de las numerosas variables físicas y químicas del lugar, la temperatura y las condiciones de calidad del agua pueden modificarse hasta afectar significativamente futuros usos del proyecto, incluyendo la pesca y fauna, así como la recreación. En la mayoría de los casos, bien las especies de peces que ocuparán el nuevo embalse son diferentes a las del curso de agua, o la proporción de las diversas especies que contribuyen a la población total cambia de forma significativa.

Si existe en el arroyo pesca abundante o si el proyecto implica proporcionar posibilidades de pesca, la planificación del proyecto necesita datos lo suficientemente exactos como para servir de ayuda a las alternativas para maximizar la pesca en el nuevo embalse, pero eviten los impactos adversos río abajo. Siempre es preciso consultar a las agencias y organismos responsables de la fauna piscícola en proyectos de esta índole. La valoración de los recursos pesqueros existentes y potenciales puede requerir, dependiendo de la importancia del recurso y la cantidad de datos disponibles, sofisticados estudios de población o del hábitat. En aquellos lugares donde las especies migratorias (salmón, trucha, sábalo, bajo rayado, etc.) son importantes, el etiquetado o las técnicas de radio-rastreo pueden ser necesarios. En los últimos años, ha cobrado cada vez más importancia la determinación precisa de las condiciones de flujo que optimizan el hábitat piscícola para los diversos estadios de su ciclo vital (desove, fase de alevín, juvenil, y adulto). Dependiendo del recurso involucrado, los métodos del estudio pueden variar en la cantidad de tiempo, dinero, y en la especialización técnica necesaria para obtener la información adecuada. Las predicciones de poblaciones del embalse se realizan a menudo mediante comparación de las propiedades físicas y químicas con las de otros pantanos en la misma zona. En los casos en que el agua almacenada se empleará para producir energía hidroeléctrica de forma intermitente, la instalación de un dique de re-regulación río abajo del punto de descarga debería ser considerada si existe un patrimonio significativo de pesca, o si se espera un alto uso recreativo. Esta estructura de re-regulación debe equilibrar las condiciones de caudales máximos y mínimos que, si se dejan sin regular podrían dejar varados a peces y visitantes, exponiendo las áreas de desove, y barriendo el fondo del arroyo, con lo que posiblemente se reduciría la producción de comida acuática.

En los ríos y arroyos relativamente pequeños, resulta a menudo posible crear condiciones en el hábitat que aumenten las poblaciones de peces. En lugares donde no se puede construir una presa, la disposición de bancadas deflectoras o diques pequeños puede dirigir la corriente con el fin de que se formen pozas. Estas estructuras pueden ser muy eficaces; asimismo requieren pequeño mantenimiento si se localizan y construyen adecuadamente. Se pueden disponer deflectores laterales a fin de dirigir la corriente del arroyo y evitar la erosión excesiva, permitiendo al área estabilizarse y reduciendo la cantidad de sedimento que entra el arroyo. Los rip-rap y los gaviones rellenos de piedra también pueden controlar eficazmente la erosión. Se pueden desarrollar abrigos laterales mediante la construcción de estructuras colgantes: Empleando troncos firmemente fijos a la margen del arroyo, cubiertos con tablonés y césped. Donde el hábitat de desove se halla limitado o inaccesible debido a la presa, la construcción de canales específicos para desovar y zonas de aguas tranquilas tiene a veces un efecto positivo. Cuando la construcción de un dique cree una barrera a los movimientos del pez río arriba y río abajo, en lugares en que las poblaciones pesqueras son un recurso importante (por ejemplo, de salmón), el diseño de la presa debe incluir los medios para que los peces puedan atravesarla. Se pueden considerar como alternativas varios diseños. Aunque ninguno de éstos resulta completamente eficaz como paso de peces, pueden reducir los impactos adversos significativamente. Estas clases de estructuras incluyen pasos de peces (o escaleras de peces), canalizaciones, y bypasses de la turbina. Dependiendo del recurso involucrado, los métodos del estudio pueden variar en la cantidad de tiempo, dinero, y en la especialización técnica necesaria para obtener la información adecuada. Las predicciones de poblaciones del embalse se realizan a menudo mediante comparación de las propiedades físicas y químicas con las de otros pantanos en la misma zona. En los casos en que el agua almacenada se empleará para producir energía hidroeléctrica de forma intermitente, la instalación de un dique de regulación río abajo del punto de descarga debería ser considerada si existe un patrimonio significativo de pesca, o si se espera un alto uso recreativo.

Esta estructura de re-regulación debe equilibrar las condiciones de caudales máximos y mínimos que, si se dejan sin regular podrían dejar varados a peces y visitantes, exponiendo las áreas de desove, y barriendo el fondo del arroyo, con lo que posiblemente se reduciría la producción de comida acuática. En los ríos y arroyos relativamente pequeños, resulta a menudo posible crear condiciones en el hábitat que aumenten las poblaciones de peces. En lugares donde no se puede construir una presa, la disposición de bancadas deflectoras o diques pequeños puede dirigir la corriente con el fin de que se formen pozas. Se pueden disponer deflectores laterales a fin de dirigir la corriente del arroyo y evitar la erosión excesiva, permitiendo al área estabilizarse y reduciendo la cantidad de sedimento que entra el arroyo. Los rip-rap y los gaviones rellenos de piedra también pueden controlar eficazmente la erosión. Se pueden desarrollar abrigos laterales mediante la construcción de estructuras colgantes: Empleando troncos firmemente fijos a la margen del arroyo, cubiertos con tablones y césped. Donde el hábitat de desove se halla limitado o inaccesible debido a la presa, la construcción de canales específicos para desovar y zonas de aguas tranquilas tiene a veces un efecto positivo. Cuando la construcción de un dique cree una barrera a los movimientos del pez río arriba y río abajo, en lugares en que las poblaciones pesqueras son un recurso importante (por ejemplo, de salmón), el diseño de la presa debe incluir los medios para que los peces puedan atravesarla. Se pueden considerar como alternativas varios diseños. Aunque ninguno de éstos resulta completamente eficaz como paso de peces, pueden reducir los impactos adversos significativamente. Estas clases de estructuras incluyen pasos de peces (o escaleras de peces), canalizaciones, y bypasses de la turbina. En algunas instalaciones, atraparlos y remolcarlos se ha elegido como la solución más rentable. La escala de peces es quizás el método más común de facilitar el paso del pez. Estas estructuras consisten generalmente en una serie de piscinas escalonadas separadas por vertederos. Otro tipo de estructura de paso, el paso de peces tipo Denil, consiste en un salto de agua con energía suficiente con disipadores en los lados y fondo que reducen la velocidad del agua bastante como para permitir a los peces ascender.

A fin de dirigir el pez a las áreas de paso y reducir la posibilidad de su entrada en las estructuras de toma, se han usado varios tipos de dispositivos de exclusión. Estos dispositivos incluyen pantallas estacionarias y móviles, deflectores de láminas, y aliviaderos mecanizados. Dentro del embalse, hay varios factores que deben ser considerados y evaluados a fin de mejorar el valor de la pesca prevista. Los resultados de los estudios de calidad y de temperatura deben indicar si el embalse se estratificará termalmente. Si se espera estratificación, el embalse puede ser adecuado para una disposición en dos “pisos”, con especies de agua caliente ocupando la capa superior (o epilimnio), y las especies de aguas frías morando en la más baja (el hypolimnio). El cuidado del hypolimnio debe asegurar que el oxígeno esté disponible en una concentración aceptable, que se determina mediante los estudios de calidad del agua. En embalses estratificados, la instalación de una estructura de toma con varios niveles puede ser lo más conveniente para la gestión, tanto del embalse, como del cauce aguas abajo. Al preparar el vaso de la presa, es a menudo conveniente dejar algunos árboles y arbustos en el área permanentemente inundada para que hagan las veces de cobertura y zona de alimentación para los peces. Esto debe adaptarse a los usos recreativos como remo y esquí acuático. También se pueden desarrollar áreas artificiales de desove que han resultado muy bien en ciertas situaciones (por ejemplo, empleando substitutos de la piedra). Puede ser deseable la erradicación de peces en cauces que contribuyen al embalse a fin de reducir la influencia de ciertas especies indeseables en el nuevo pantano, así como para conseguir reservas de pesca deportiva con al menos una eventual ventaja. El empleo de tóxicos para peces, como el rotenone, resulta normalmente el método preferido. La decisión para usar el veneno debe tomarse tras la consulta a las Agencias u Organismos reguladores de la pesca y faunas acuáticas locales y estatales dentro de un plan de gestión global de los recursos piscícolas.

Siempre que sea posible, el embalse debe contener un estanque de conservación permanente para asegurar la supervivencia a lo largo del tiempo de las especies piscícolas.

Cuando los niveles del embalse son rebajados en respuesta a otros objetivos del proyecto, los cambios deben ser generalmente graduales para evitar dejar a las especies deseables varadas. Sin embargo, a veces puede ser ventajoso efectuar una rápida bajada del nivel del agua para deshacerse de las huevas de especies indeseables, como la carpa. En otras ocasiones, el jefe de explotación piscícola puede recomendar aumentar el nivel del agua y después mantenerlo constante para favorecer el desove de especies deseables.

2.6 Consideraciones Ecológicas y Medioambientales para la Fauna

Los Impactos para la fauna que resultan de la construcción y operación de una presa pueden causarse por la pérdida y modificación de su hábitat y la perturbación de sus modelos de movimiento. Estos impactos pueden ser causados por acciones directas e indirectas. Ciertos impactos, como la inundación del hábitat dentro del área del embalse, resultan inevitables si se quieren satisfacer los objetivos del proyecto. No obstante, pueden reducirse algunos impactos a través de consideraciones en el diseño, y otros, sólo pueden ser contrarrestados, incluyendo diferentes características de la fauna. Las complejidades ecológicas y los requisitos legales hacen imperativo que las agencias de la fauna sean involucradas desde la planificación del proyecto inicial. Una importante contribución de estas agencias puede ser la identificación de áreas de faunas importantes o críticas. El conocimiento previo en esta materia puede emplearse a menudo para evitar los impactos adversos en dichas zonas de importancia faunística. En el pasado, la importancia de un recurso como la fauna se valoraba, en gran medida, por su importancia como uso recreativo (caza, el estudio de la naturaleza, etc.). Sin embargo, en los últimos 10-12 años, el enfoque ha cambiado a métodos que miden varios factores ecológicos. Estos métodos varían tanto en el tipo de información interpretada como en su tiempo y coste de aplicación. Los métodos que se usan actualmente incluyen el censo de población, los sensores remotos, la telemetría por radio, el análisis del hábitat, y los modelos matemáticos.

Para compensar la pérdida del hábitat de la fauna salvaje, el valor de la fauna de áreas no inundadas puede incrementarse (con lo que aumentan sus posibilidades de conservación). Quizás la práctica más ampliamente usada para aumentar el valor faunístico de una zona es excluir el ganado (y los humanos en algunos casos) mediante cotos, pero permitiendo que los cercados sean atravesados por la fauna. El vallado también se emplea para alejar a la fauna de zonas peligrosas y de aquellas donde ésta podría interferir con la explotación del proyecto (por ejemplo, los canales) o podría constituir un riesgo para los humanos (por ejemplo, en un accidente automovilístico). La clase de animal que quiere evitarse debe tenerse en cuenta en el diseño de la valla. Modificando este diseño, el ganado puede ser retenido mientras se permite a los antílopes pasar encima o bajo el cerco. El hábitat de la fauna también puede mejorarse a través de plantaciones selectivas de árboles, arbustos, y herbáceas que proporcionan la necesitada comida y refugio. Dependiendo de la frecuencia y dimensiones de la inundación, las áreas dentro de los límites de variación del nivel pueden gestionarse de forma eficaz en favor de la fauna. Los tipos de plantas seleccionados resultan de importancia crítica y deben seleccionarse por técnicos experimentados en la fauna. Donde los terrenos del proyecto sean de uso agrícola o sean convenientes para la siega, pueden obtenerse beneficios para la fauna a través de un convenio de distribución de los terrenos cultivados, en el que se pide al propietario que deje una porción de la cosecha de cada año para proporcionar comida invernal y cobijo. Los beneficios del arriendo de la tierra pueden usarse para ayudar a contrarrestar los costes anuales de gestión y explotación de la fauna. Puede ocurrir que la construcción del dique resulte en una mejora del hábitat para algunas especies. Adicionales de cría para ciertas especies (por ejemplo, patos, gansos, y aves de rapiña) mediante dispositivos que sirvan de nido. Las islas artificiales también pueden servir de excelente nido siempre y cuando las fluctuaciones de agua durante la época de cría no sean grandes. La construcción de sub-estanques dentro del área del embalse principal puede proporcionar un hábitat para la pareja y la camada de las aves acuáticas y hábitat para otras especies del pantano.

Estos sub-estanques pueden servir también de almacén de sedimentos y nutrientes en áreas de la cuenca donde la erosión sea un problema. En aquellos proyectos donde hay producción de electricidad, las torres de alta tensión, los polos, y los cables pueden constituir serios obstáculos para los pájaros. Además de los golpes (al volar hacia una estructura), los pájaros grandes, como las águilas y halcones, tienen riesgo de electrocutarse. El diseño cuidadoso de estas estructuras puede reducir grandemente su potencial peligrosidad. Asimismo, la zona de afección de una línea eléctrica puede plantarse con vegetación que no interferirá en el funcionamiento o mantenimiento, pero beneficiará a muchas especies de la fauna. El funcionamiento (almacenamiento y descarga de agua) del embalse normalmente puede modificarse para beneficiar a la fauna y pesca sin afectar a otros objetivos del proyecto. En estos embalses, los planes de explotación pueden ser concebidos de tal modo que incrementen las especies de pesca recreativa y útil, así como el uso de las aves acuáticas, a la vez que disminuyan la turbiedad y las poblaciones de peces peores. Los canales asociados con muchos proyectos de presas plantean especiales problemas a la fauna y sus conservadores. Aunque los canales no pueden causar una pérdida significativa del hábitat, pueden suponer una trampa para un animal sediento o emigrando, a menos que se incorporen ciertas características en el diseño. El problema surge cuando la fauna resulta atraída hacia canales abiertos para beber o intenta cruzar un canal que ha interrumpido una ruta de migración diaria o estacional. Un animal puede quedar atrapado y finalmente ahogarse en un canal debido a unos cajeros muy empinados o lisos, o por la gran velocidad del agua. Este problema puede ser especialmente crítico en zonas con grandes poblaciones de ciervo y antílope. A fin de reducir la severidad de este problema, los canales pueden vallarse o incluso cubrirse en ciertos puntos críticos de mucho uso. En aquellos lugares en los que los canales se encuentren cercados, deben proporcionarse áreas de acceso para beber. Esto significa normalmente un simple suavizado de las pendientes laterales del canal. Para permitir el cruce, deben construirse puentes a intervalos específicos y en los puntos habituales de cruce.

En áreas donde resulte poco viable vallar o cubrir el canal, los cajeros deben ser rugosos o colocarse listones para permitir la salida. Asimismo, pueden instalarse desvíos y deflectores para dirigir los animales hacia las áreas de reducido caudal donde se localizan las rampas de escape. Una vez un proyecto está operativo, puede ser necesario agregar escapes o dispositivos de restricción de acceso después de identificar empíricamente las zonas problemáticas. No obstante, el ahogo de animales no puede ser evitado por completo. La fauna y el desarrollo de un recurso de agua pueden coexistir en armonía si hay un compromiso entre planificadores y grupos medioambientales. Lo más importante es que el plan de gestión de la fauna debe ser desarrollado por expertos conocedores de la fauna salvaje. Un proyecto bien concebido puede beneficiar a la fauna, generar réditos que ayuden a compensar los costes de gestión, y ayudar a crear una imagen pública positiva.

2.7 Calidad del Agua

La calidad del agua embalsada por un dique debe ser considerada en la planificación y diseño de un proyecto. Si el agua es de una calidad insuficiente para los usuarios previstos (regantes, abastecimiento de municipios, industria), si daña innecesariamente el hábitat de peces y fauna en el embalse o río abajo, o si el depósito es sujeto a un excesivo crecimiento de algas que reduce el atractivo de la recreativa, entonces el embalse debe considerado un fracaso parcial porque los beneficios esperados del proyecto no se alcanzarán totalmente. En el pasado, los problemas de calidad de agua eran considerados poco más que una reflexión posterior. Más recientemente, se han hecho intentos de evaluar estos efectos como parte del análisis de impacto medioambiental. Como otros problemas medioambientales, las consideraciones de calidad de agua deben ser una parte integrante del proceso de planificación y diseño para evitar fallos en este terreno. En general, los análisis descritos en los siguientes párrafos deben llevarse a cabo en cada embalse.

Si cualquiera de estos análisis indica potenciales problemas, el proyecto debe reexaminarse para determinar si los cambios pueden reducir estos problemas a un nivel aceptable.

El análisis de calidad de agua debe determinarse la idoneidad de la calidad de agua para los usos previstos. Deben tomarse y analizarse suficientes muestras de agua como para evaluar con precisión el agua que va a ser embalsada. El número de muestras y la extensión de los análisis de laboratorio requeridos dependen en cierta medida de los usos previstos. El agua prevista solamente para regadío puede valorarse adecuadamente mediante el análisis de 12 a 20 muestras representativas recogidas a lo largo de un ciclo anual típico, en las que se busquen iones comunes y el elemento boro. Para la vida acuática son importantes otros parámetros de calidad del agua: un programa apropiado de análisis generalmente se centra en detectar los iones comunes, las propiedades físicas, los gases disueltos, trazas de metales, pesticidas, y nutrientes. La extensión de los análisis en cada uno de los grupos anteriores depende de los usos previstos del agua y los resultados de análisis iniciales. Los efectos en la calidad de agua del diseño propuesto y del criterio de explotación deben ser evaluados tanto en el embalse como aguas abajo. Existen varios métodos disponibles para realizar los análisis necesarios. Uno de los factores básicos afectan a la mayoría de los parámetros de calidad de agua es el régimen de temperaturas. Afortunadamente, los modelos de simulación de temperatura son bastante fiables a la hora de predecir las variaciones de temperatura en los embalses, a partir de la simulación de temperatura, es posible determinar el tiempo de la estratificación inicial, la fuerza de la termoclina y la distribución de temperaturas. Algunos de los factores más significativos que afectan al régimen termal son la radiación solar, la temperatura del aire, la cobertura nubosa, la velocidad del viento, la localización (latitud, longitud, y cota), la cantidad y situación de entradas y descargas del embalse, y la profundidad, área del vaso, y volumen de embalse. El régimen de temperaturas influye en muchas otras medidas de calidad del agua, tanto en el embalse como aguas abajo del dique.

Algunos de estos otros parámetros, como los sólidos totales disueltos (STD), oxígeno disuelto, y nutrientes, también pueden ser modelizados. Sin embargo, excepto para los STD y en menor medida, el oxígeno disuelto, la simulación matemática de estos parámetros para presas en planeamiento, resulta generalmente menos fiable que los modelos de simulación de temperatura. Otras herramientas de utilidad en los análisis de calidad de agua incluyen los modelos físicos, ensayos de algas, y simulaciones del fondo anaerobio del lago. La calidad del agua puede verse afectada por el diseño y las características operacionales del embalse. Los impactos más obvios son aquéllos asociados con la situación de los desagües. Los desagües profundos producen un agua más fresca río abajo y más caliente en el embalse. Las salidas en el epilimnio (cerca de la superficie) resultan en agua más caliente río abajo y más fresca en el embalse. Los desagües en el fondo tienden también a expulsar nutrientes y sedimento fuera del embalse. El momento de las descargas también puede modificar la calidad del agua. Otros efectos pueden ser más sutiles. No obstante, está claro, que los aspectos de calidad del agua deben evaluarse tanto para el depósito como para la configuración de los desagües. Una vez la presa se halla en fase de explotación, es bastante fácil evaluar los efectos en la calidad de agua de variaciones en el embalse (su tamaño, configuración de tomas y desagües, o los procedimientos de explotación). El análisis de aquellos componentes que no estén sujetos a la simulación directa normalmente se complementa con los modelos de temperatura y oxígeno disuelto.

Consideraciones de Diseño.- La calidad del agua se ve afectada por varios elementos del diseño. El primer factor que gobierna la calidad del agua es la elección del emplazamiento. Idealmente, el dique debe localizarse en un tramo de cauce que tenga una buena calidad del agua. Deben evitarse las fuentes obvias de polución, como afluentes contaminados, viejas explotaciones mineras ricas en metales pesados, y manantiales salinos. Una vez se ha seleccionado el emplazamiento, la calidad del agua puede controlarse en cierta forma mediante el diseño de tomas y desagües. Es importante especificar los objetivos de calidad del agua del proyecto con antelación, debido a la posibilidad de sacrificar la calidad del agua en el embalse por la del agua río abajo.

Otros factores del planeamiento incluyen la extensión en que se retira la vegetación del agua y la posibilidad de eliminar posibles fuentes de contaminación, como las excavaciones mineras en la cuenca o el vaso. El diseño debe ser flexible para tratar los problemas de calidad del agua. Por ejemplo, se pueden disponer tomas y desagües en varios niveles para que el agua de distintos niveles pueda mezclarse y así controlar (dentro de unos límites) la calidad del agua de salida. No obstante, si un depósito no estratifica, las tomas a diversas alturas resultan ineficaces. Al comienzo de los años 1960, se construyó una presa con una estructura de toma de cuatro niveles. Sin embargo, debido a que su vaso es ancho, poco profundo, y sometido grandemente a la acción del viento, las aguas se encuentran ciertamente bien mezcladas; por consiguiente, las tomas para un diseño eficaz, el total conocimiento del modo de estratificación del embalse. Se puede diseñar un sistema de aireación para mejorar la calidad del agua del embalse mediante la desestratificación de la columna de agua y aumento del oxígeno disuelto. Un sistema de aireación puede también reducir la concentración de muchos contaminantes, que sólo permanecen disueltos bajo condiciones anaerobias (inexistencia de oxígeno) que ocurren en el hypolimnio de un embalse estratificado.

2.8 Consideraciones Arqueológicas e Históricas

Durante la planificación de un proyecto de desarrollo hidrológico, debe realizarse una búsqueda completa de los archivos y registros de la situación de yacimientos históricos y arqueológicos dentro del área del proyecto por arqueólogo experto. Las agencias estatales responsables de la preservación de tales recursos deben ser consultadas acerca de los requisitos legales. Asimismo, el área completa de afección del proyecto debe ser inspeccionada para identificar yacimientos no descubiertos anteriormente. Se debe hacer más hincapié en aquellas zonas modificadas físicamente (por ejemplo, el vaso de la presa, la cerrada, y los lugares de recreo). Antes de la construcción, toda la superficie del proyecto debe ser sometida a un estudio de campo completo.

Si se descubren yacimientos históricos o arqueológicos durante la construcción, la actividad debe detenerse y avisar a un arqueólogo experto.

CAPITULO 3

ESTUDIO HIDROLOGICOS

3.1 Propósito y Alcance

La información de este capítulo pretende ser útil para ingenieros hidrólogos en la preparación de los estudios hidrológicos de avenidas necesarios para el diseño de presas y sus obras auxiliares. Este capítulo proporciona una guía general para la estimación, tanto de magnitud, como de frecuencia de avenidas. También se aportan algunas directrices para la preparación de informes hidrológicos de avenidas, documentando las bases y los resultados de los estudios hidrológicos de avenidas.

3.2 Requisitos

Para el dimensionamiento hidráulico de una gran variedad de estructuras de control obras de transporte es preciso poder estimar hidrogramas de avenidas de diseño o al menos algunas de sus características (caudal punta o volumen de aportación). En el caso de las presas, los hidrogramas de avenida son necesarios para el dimensionamiento de los aliviaderos y el control de los resguardos de embalse. Un hidrograma de avenidas es una tabla o una grafica que representa la evolución del caudal de aportación respecto al tiempo en un punto particular del cauce. Existen diferentes tipos de hidrogramas de avenida según las condiciones consideradas:

- a) Hidrograma AMP: El hidrograma AMO (Avenida Máxima Probable) representa la máxima aportación resultante de la combinación de las más severas condiciones hidrológicas y meteorológicas que son razonablemente posibles en la cuenca de estudio. Este hidrograma es empleado para el diseño de presas cuando el fallo de esta por sobrevertido podría causar la pérdida de vidas humanas o daños materiales muy graves aguas abajo.

b) Hidrograma de Avenida de una frecuencia específica: Este segundo tipo de hidrograma incluye aquellos que representan una específica frecuencia de suceso. En el ámbito de la hidrología de avenidas, “la frecuencia de suceso” es definida como la probabilidad de que una avenida de una magnitud determinada se alcance en un periodo de tiempo dado, normalmente un año. Esta clase de hidrogramas se utilizan para diseñar instalaciones de protección y desvío del río durante la construcción de estructuras de control en el cauce, como es el caso de las presas. En aquellas situaciones en las que el peligro potencial aguas debajo de la ubicación de la presa es insignificante, podría emplearse una avenida de una frecuencia específica o un porcentaje del hidrograma AMP para el dimensionamiento del aliviadero y el establecimiento de la capacidad de embalse requerida. Los hidrogramas de frecuencia específica o sus puntas de descarga también son empleados para el diseño de obras que cruzan el cauce.

3.3 Hidrología Básica y Datos Meteorológicos

La recopilación y el análisis de datos hidrológicos y meteorológicos acumulados durante y después de grandes avenidas son necesarios para cualquier estudio hidrológico de avenidas. Los datos hidrológicos incluyen registros de caudales acumulados procedentes de estaciones de aforo de lectura continua o de valores máximos, medidas indirectas de caudales acumulados procedentes de estaciones de aforo de lectura continua o de valores máximos, medidas indirectas de caudales punta, y datos de explotación de embalses a partir de los cuales se puedan determinar los hidrogramas correspondientes. Los datos meteorológicos incluyen registros de precipitación, temperatura y viento recogidos por las estaciones climatológicas de primer y segundo orden del Servicio Meteorológico Nacional, datos de registros suplementarios de precipitación (comúnmente denominados registro de cubos) realizados inmediatamente después de eventos tormentosos severos para complementar los datos suministrados por las estaciones del servicio Meteorológico Nacional.

3.4 Datos Hidrológicos

- a) Datos de Aforo Registrado: Estos presentan el flujo del agua en términos de caudal medio diario de cada día del periodo en el que esta operativo el aforador. Sin embargo, su valor está limitado al análisis de los hidrogramas de avenida de las cuencas hidrográficas más grandes, por lo que raramente se usa en este tipo de estudios. Los valores de caudal medio diario son desarrollados a partir de unas graficas de aforo que proporcionan un registro continuo del nivel de rio frente al tiempo, en cada punto de aforo. El nivel del rio se muestra en las graficas por el calado, en pies, sobre alguna cota de referencia. La curva característica presenta la relación entre el caudal, en pies cúbicos por segundo, y el nivel del rio sobre una cota determinada, en pies. Se puede desarrollar un hidrograma del caudal, en pies cúbicos por segundo (o m^3/s), en un punto determinado del cauce leyendo los valores del nivel del rio a intervalos de tiempo seleccionados a partir de las graficas de registro y convirtiendo estos valores en caudales, mediante la curva característica de la estación. Es importante seleccionar adecuadamente el intervalo de tiempo para que el análisis del hidrograma de avenidas sea fiable.
- b) Datos del Caudal Punta: Para complementar los registros de la red de estaciones de aforo, se han establecido redes de estaciones de caudales punta en muchas regiones. Estos sencillos dispositivos consiste en un conducto de 2 pulgadas de diámetro montado verticalmente sobre un puesto o sobre el estribo de un puente. El conducto esta tapado en cada extremo, estando perforada la tapa inferior en la cara frontal al flujo de manera que permita la entrada del agua. En la parte superior del conducto se encuentra dispuesta una varilla graduada. El agua que entra durante una avenida provoca que se eleve un corcho y se adhiera este a la varilla de manera que quede registrado el nivel máximo alcanzado por el agua.

Este nivel máximo se relaciona entonces con el caudal a partir de una curva característica, si existe, o mediante el método pendiente-superficie medida indirecta de la punta de caudal.

3.5 Datos Meteorológicos

La adquisición sistemática de datos de precipitación se ha llevado a cabo principalmente gracias a los esfuerzos del INETER. Este mantiene una red de estaciones meteorológicas de “primer orden”. Cada estación de esta red recoge datos continuos de precipitación, temperatura, viento y humedad relativa. Se pueden adquirir valores complementarios de tormentas históricas y recientes para la determinación de hidrogramas AMP y el desarrollo de procedimientos de operación de los caudales fluyentes a través de los embalses. Gracias a que hay más registros de lluvias que nunca, se dispone de mayor cantidad de datos de las lluvias más recientes. Sin embargo, la red de estaciones de precipitación esta aun mas lejos de ser suficiente para proporcionar la información necesaria para análisis detallados de precipitaciones. De esta manera, es necesario, después de tormentas importantes, complementar los datos obtenidos en las estaciones de precipitación con observaciones “no oficiales” realizadas por personas, estaciones de radio o televisión, departamentos y pueblos, etc.

3.6 Determinación del Área de Influencia de una Cuenca

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia, que caen sobre ella, tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida. La cuenca hidrográfica constituye la unidad de gestión del recurso hidráulico, y por definición es el territorio donde las aguas fluyen al mar a través de una red de cauces que convergen en uno principal, o bien el territorio en donde el agua forma una unidad autónoma o diferenciada de otras, aun sin que desemboque en el mar.

Tradicionalmente, la delimitación de cuencas se ha realizado mediante la interpretación de los mapas cartográficos. Este proceso ha ido evolucionando con la tecnología; hoy en día, con los sistemas de información geográficas (SIG) y los Modelos Digitales de elevación se pueden delimitar el área de Escurrimiento en forma sencilla.

3.7 Calculo de la Precipitación Promedio en una Cuenca

Un primer factor, de gran importancia para la estimación de los parámetros hidrológicos, es la estimación de la precipitación media en un lapso de tiempo y distribución espacial dentro de la cuenca. Para calcular la precipitación promedio en una cuenca, es necesario analizar las series de datos de precipitación disponibles, al menos por 30 años, de las estaciones meteorológicas existentes dentro de la cuenca y su periferia. A partir de dicha información se puede ponderar la aportación espacial de cada sitio a través de los siguientes métodos: Aritmético, Thiessen o de las curvas isoyetas.

3.8 Periodo de Retorno

Periodo de Retorno es uno de los parámetros mas significativos a ser tomado en cuenta en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo: Presas, los diques para control de inundaciones; o una obra que requiera cruzar un río o arroyo con seguridad, como puede ser un puente. El periodo de retorno se define como el intervalo de recurrencia, al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada. Este periodo se considera como el inverso de la probabilidad, del m-esimo evento de los n registros.

El periodo de retorno para que se debe dimensionar una obra varía en función de la importancia de la misma (interés económico, socio-económico, estratégico, turístico), de la existencia de otras vías alternativas capaces de remplazarla, y de los daños que implicaría su ruptura: pérdida de vidas humanas, costo del no funcionamiento de la obra, etc.

3.9 Estimación del Volumen Medio Anual de Escurrimiento

De acuerdo al análisis que se haga de una cuenca, tomando en consideración: las pendientes principales, la forma de concentración de las aguas, la cubierta vegetal existente, la permeabilidad de los terrenos y algunos otros datos de interés, se podrá determinar el coeficiente de escurrimiento que deba aplicarse en cada caso particular, sea a través de tabulares de valores experimentales reportados en la literatura, o por comparación de cuencas que guarden semejanzas con la estudiada.

3.10 Estimación de la avenida máxima o escurrimiento máximo

El método que se use dependerá de los siguientes factores:

1. Disponibilidad de datos hidrométricos en el sitio de la obra o cerca de ella.
2. De las dimensiones del proyecto y la magnitud de los daños que ocasionaría el fracaso de la obra.

Considerando los factores enunciados, para el proyecto de obras de excedencias en pequeñas presas, o embalses definidos por un dique de altura entre 15 y 20 metros, se presentan los siguientes casos:

1. Sin construcciones ni cultivos aguas abajo:

La capacidad de la obra de excedencias en este caso puede estimarse por simple inspección de las huellas de aguas máximas en el cauce, en puentes, alcantarillas o en sitio donde la observación sea fácil y perfectamente delimitada. Para la determinación de la avenida máxima en este caso, puede usarse el método de sección y pendiente, eligiendo un tramo recto del cauce de 200 m de longitud, aproximadamente, donde puedan obtenerse las secciones hasta las huellas de aguas máximas. Se comparara el caudal así determinado, con el que se obtenga al tomar un 25% del calculado por medio de la formula de Creager.

2. Con construcciones y cultivos aguas abajo

Como en caso anterior, comparar el valor del método de la sección y pendiente, con el obtenido de tomar el 50% calculado por la formula de Creager. En caso de poderse obtener los dos valores, el obtenido en el campo representa en forma mas fidedigna las condiciones de avenida máxima, salvo en caso de estimaciones muy discutibles, quedando a criterio y responsabilidad del ingeniero la elección final.

3.11 Intensidad Máxima de Lluvia

El cálculo hidrológico de la avenida de diseño en estructuras cuya cuenca es pequeña, como son: presas, derivación o control de avenidas, alcantarillas y puentes pequeños, obras de drenaje agrícola y urbano, se deberá basar el análisis en la información disponible en la información disponible sobre lluvias máximas de la zona y en las características físicas de la misma.

Las curvas intensidad-duración-frecuencia son básicas en todo análisis hidrológicos para la estimación de avenidas máximas por métodos empíricos e hidrológicos. Para poder hacer uso de las curvas IDF, es necesario conocer el tiempo de concentración de la lluvia, que se define como el tiempo que pasa desde el final de la lluvia neta, hasta el final de la esorrentía directa. Representa el tiempo que tarda en llegar al aforo la última gota de lluvia que cae en el extremo más alejado de la cuenca y que circula por esorrentía directa. Por lo tanto, el tiempo de concentración sería el tiempo de equilibrio o duración necesaria para que, con una intensidad de esorrentía constante, se alcance el caudal máximo.

3.12 Caudal Ecológico

El caudal ecológico en ríos y humedales es un instrumento de gestión que permite acordar un manejo integrado y sostenible de los recursos hídricos, que establece la calidad, cantidad y régimen del flujo de agua requerido para mantener los componentes, funciones, procesos y la resiliencia de los ecosistemas acuáticos que proporcionan bienes y servicios a la sociedad. El CE concilia la demanda económica, social y ambiental del agua, reconoce que los bienes y servicios de las cuencas hidrológicas dependen de procesos físicos, biológicos y sociales, y que únicamente conservando el agua que éstos necesitan, se puede garantizar su provisión futura.

En la práctica, el CE busca reproducir en alguna medida el régimen hidrológico natural (RHN), conservando los patrones estacionales de caudales mínimos y máximos (temporada de sequías y lluvias, respectivamente), su régimen de crecidas y tasas de cambio -de especial interés para la gestión de infraestructura hidráulica o hidroeléctrica. Estos componentes del RHN determinan la dinámica de los ecosistemas acuáticos y su relación con los ecosistemas terrestres.

3.13 Cálculo del CE en una cuenca

Aunque existen diversas metodologías, el principio científico del cálculo de CE consiste en entender el papel que desempeñan los componentes del RHN en la estructura y funcionamiento de los ecosistemas acuáticos, para así definir los caudales mínimos que necesitan para su conservación o restauración. La puesta en práctica de los CE incluye aguas de diferente naturaleza y diferentes fines:

- La descarga natural comprometida; es decir, las aportaciones de los acuíferos como caudal base.
- Los escurrimientos superficiales; el agua que escurre sobre el suelo y después por los cauces de los ríos.
- El régimen de extracción en la cuenca, considerando los retornos y descargas de aguas tratadas, las transferencias comprometidas aguas abajo y, de requerirse, un caudal específico para conservación (reserva de agua).

Para conciliar las demandas ambientales y socio-económicas por el agua, la determinación de CE se basa en la definición de objetivos de manejo para cada tramo de río, subcuenca o cuenca, dependiendo de su estado ecológico y del grado de presión de uso. El establecimiento de objetivos de manejo permite el análisis de las necesidades ambientales y de los usuarios del agua, para conciliar sus demandas o requerimientos y orientar la discusión colectiva sobre ¿qué río tenemos y cómo lo queremos conservar?

A partir de estos elementos, un CE se define por un régimen hidrológico para mantener procesos ecológicos (reproducción, migración, alimentación, sucesión de especies, etc.), la conectividad en toda la cuenca y el balance hidrológico a largo plazo, de lo que depende la disponibilidad de agua para todos.

3.14 Inundaciones debidas a la Operación o por fallas Hidráulicas

Por obras hidráulicas se está involucrando a las presas para propósitos múltiples, como ser: control de crecidas, abastecimiento de agua a poblaciones y/o riego, generación hidroeléctrica, turismo y recreación, que se emplazan en los valles de los ríos, así como a las canalizaciones, los terraplenes y el alcantarillado, entre otras, que se ejecutan en áreas de llanura. Si bien las primeras pueden resultar de gran poder destructivo en caso de falla, las últimas, que fuerzan el delicado equilibrio de funcionamiento de los sistemas hidrológicos de llanura, frecuentemente también han provocado graves consecuencias.

La interpretación del comportamiento de una cuenca hídrica es uno de los factores que entraña mayor incertidumbre para el diseño y la operación de una obra hidráulica, existiendo siempre el riesgo potencial de que la capacidad de descarga de la obra resulte insuficiente ante el eventual desarrollo de tormentas extremas dentro del área de influencia de la misma. Cuando existen estas obras en los cursos de los ríos pueden presentarse dos escenarios diferenciados de inundación en la zona de influencia de las mismas: el debido a situaciones previstas por los proyectistas y aquel motivado por situaciones imprevisibles, pero posibles de ocurrir, como es su falla. En particular, dentro de las obras hidráulicas, nos referiremos a las presas de embalse para control de crecidas. De acuerdo a la forma y tipo de materiales empleados para su construcción, el último escenario antes descrito puede implicar la destrucción parcial o total de la obra, con las consecuencias imaginables sobre habitantes, propiedades e infraestructura existentes a lo largo del valle fluvial aguas abajo de la misma.

3.15 Situaciones Previstas en el Proyecto de una Presa de Embalse

Toda presa de embalse, como parte de su diseño, tiene prevista una política de operación que comprende situaciones normales y situaciones extraordinarias en cuanto al comportamiento del río que ahora tiene por misión controlar.

Su capacidad de amortiguación de las crecidas es limitada y por ende, si bien almacena los volúmenes de agua que la misma aporta, debe, a su vez, imprescindiblemente aumentar las descargas para recuperar el “pulmón de amortiguación de crecidas”, para así estar nuevamente en condiciones de soportar el arribo de una nueva crecida. Ese aumento de las descargas, que forma parte de la política de operación de la obra y que es una información de orden público, puede provocar anegamientos en las planicies de inundación (riberas externas) y si ello no ha sido contemplado mediante normativa apropiada por autoridad competente, irremediablemente el agua inundará todo lo allí plantado y edificado. Se presenta así una situación de conflicto.

3.16 La Necesaria Implementación de Zonas de riesgo de Inundación

El Estado se ve forzado a actuar recurriendo a diferentes programas de ayuda para los damnificados por inundación debida a la operación de una presa de embalse, provocando ello el desvío de aportes económicos que debieran destinarse a otros fines. Es decir, si las reglas estuvieran claras para la comunidad, todo aquel que realiza una actividad en zonas con riesgo de inundación sabría a qué atenerse y el Estado, por ende, no tendría que ocuparse para nada de ello.

Si las reglas no están claras y los pobladores se asientan en zonas con riesgo de inundación, ante la confusión que se crea frente a una inundación, es el Estado quien tiene que actuar por reclamo de la misma comunidad.

La autoridad competente, para aguas abajo de las presas de embalse, debiera definir dentro de las planicies de inundación las zonas de riesgo de inundaciones como por ejemplo las antes propuestas: la vía de evacuación de descargas reguladas y el área inundable por descargas reguladas. Además resulta necesario establecer restricciones de uso en aquellas tierras que son parte del cauce del río (dominio público), y que la operación de las obras hace que se inunden “menos”.

Por la modificación del régimen del río impuesta por la obra, aparecen entonces porciones de sus márgenes descubiertas de las aguas por más tiempo que antes de erigirse la obra. En términos generales esos terrenos están dentro del cauce y todo aquel que, interpretando que el río ahora es “más angosto” avanza indebidamente hacia esas tierras demarcando límites, plantando y/ o edificando, lo que está haciendo es usurpación de terrenos fiscales. A su vez lo demarcado, plantado y edificado por los privados en la ribera externa es a su exclusivo riesgo, razón por la cual no tendrían derecho al reclamo.

En algunas obras hidráulicas, años después de su puesta en funcionamiento se estudió las áreas de inundación potencial, información que fue volcada en mapas de riesgo de inundación. En muchas otras ello aún no se realizó, desconociendo la comunidad cual es el peligro a que está sujeta. Esta tarea debe ser completada para todas las obras hidráulicas

del país y toda obra nueva a construirse debe incluir en su proyecto los mapas de Inundación potencial debida a la presencia de dicha obra.

Por último y para este tipo de situaciones, debe haber un diálogo fluido entre el operador de la obra y las autoridades locales, para así mantener informada a la población ante eventuales crecidas del río en cuanto a los procedimientos a seguir para mitigar los daños.

CAPITULO 4

ELECCION DEL TIPO DE PRESA

4.1 Clasificación de los distintos tipos

Las presas se pueden clasificar en distintas categorías, dependiendo del objeto que persiga la clasificación. Para el propósito de este manual, conviene considerar tres tipos de clasificación: Las presas son ordenadas según su utilización, diseño hidráulico y materiales utilizados en su construcción.

4.2 Clasificación de acuerdo a su uso

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función a que están destinadas en: presas de embalse, derivación o retención y se complementa esta clasificación considerando las distintas funciones específicas que van a cumplir. Las presas de embalse se construyen para almacenar agua en períodos de abundancia y utilizarla cuando el suministro sea deficiente. Estos períodos pueden ser estacionales, anuales o hiperanuales. Algunas presas pequeñas almacenan la escorrentía de la primavera para servirse de ella en la estación seca de verano. Las presas de embalse pueden a su vez clasificarse según el uso que vaya a hacerse del agua embalsada, en presas de abastecimiento, recreo, pesca y fauna, producción de energía hidroeléctrica, regadío, etc. El fin específico o los fines que han de cumplirse con una presa de embalse, pueden afectar a su proyecto e imponer ciertas condiciones referentes a puntos tales como, la variación del agua en el embalse y el caudal admisible de filtración. Las presas de derivación se construyen normalmente para crear una altura de carga que permita llevar el agua a través de acequias, canales o cualquier otro sistema, hasta el lugar de su utilización. Este tipo de presas es propio para sistemas de regadío, trasvases de agua, usos industriales o municipales, o cuando se trata de conseguir dos o más de estos fines a la vez. Las presas de retención se construyen para regular las crecidas y disminuir el efecto de las avenidas.

Se pueden dividir en dos tipos principales; en el primer tipo el agua se embalsa temporalmente y se desembalsa a través de un desagüe cuya capacidad no debe ser mayor que la del canal de aguas abajo; en el segundo tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible mientras se filtra a través de bancos permeables o estratos de grava; este tipo se denomina algunas veces, presa de riego por inmersión, ya que su principal objeto es el de elevar el nivel de la capa freática. También se construyen presas de retención con el fin de retener sedimentos o acarreos. Aunque no es tan corriente en proyectos de presas pequeñas en grandes aprovechamientos, también se construyen presas pequeñas de usos múltiples. Cuando son varios los fines que se pretenden, se busca un emplazamiento para cada uso por separado. Un fin múltiple de una presa pequeña puede consistir en una combinación de los fines de: como embalse, control de avenidas y usos de recreo.

4.3 Clasificación por sus características hidráulicas

Las presas pueden clasificarse como presas vertedero o no vertedero. Se denominan presas vertedero las que pueden verter por la coronación. Deben construirse con materiales que el agua no erosione cuando vierte. El hormigón es el material más común utilizado en este tipo de presas. Las presas no vertedero son aquellas que sido proyectadas para que no viertan por su coronación. Este tipo de presa permite el empleo en su construcción de tierra y escollera. A menudo se combinan estos tipos para dar lugar a una estructura compuesta formada, por ejemplo, por una parte de presa gravedad con aliviadero, completada con diques de tierra.

4.4 Clasificación Según Los Materiales

La clasificación más comúnmente empleada en el estudio de las distintas soluciones del proyecto, se basa en los materiales que se van a utilizar en su construcción.

Esta clasificación admite incluso la diferenciación del tipo estructural, por ejemplo, presa de gravedad de hormigón o presa de arco de hormigón presas de tierra, escollera y de gravedad de hormigón.

4.5 Presas de Tierra

Las presas de tierra son el tipo más común, debido básicamente a que en su construcción se utilizan los materiales en estado natural con un proceso mínimo. Además, los requisitos de cimentación para este tipo de presas son menos rigurosos que en otros. Es probable que continúe predominando el empleo de presas de tierra de embalses; en parte porque el número de emplazamientos adecuados para estructuras de hormigón va disminuyendo, debido al gran desarrollo que han tenido los aprovechamientos hidráulicos, especialmente en regiones áridas, o semiáridas, en donde es fundamental el almacenamiento del agua para regadío. Aunque en la clasificación de presas de tierra se incluyen varios tipos, el gran avance conseguido en la maquinaria de excavación, arrastre y compactación ha hecho tan económico el tipo de capas apisonadas, que ha desplazado realmente a los tipos de presas de tierra de compactación hidráulica o semihidráulica. Esto es particularmente cierto en el caso de pequeñas estructuras, en las que la cantidad de material, relativamente pequeña que hay que transportar, no admitiría el empleo de las grandes instalaciones, que serían necesarias para los otros tipos; esta es la razón por la que sólo se estudia aquí el tipo de presas de tierra apisonada por capas. Las presas de tierra requieren aliviaderos separados de la presa. El principal problema de una presa de tierra consiste en que puede sufrir daños graves e incluso ser destruida por la erosión producida en el caso de un vertido por coronación, si no se prevé suficiente capacidad para el aliviadero. Salvo que la construcción se realice fuera del cauce del río debe de preverse un conducto o un túnel para el desvío del río durante la construcción. El desvío del río suele hacerse por medio de una presa de hormigón, y debe de tenerse en cuenta que pueden existir vertidos sobre ella durante la construcción.

4.6 Presas de Escollera

Las presas de escollera se construyen con rocas de todos los tamaños que aseguran la estabilidad y una pantalla impermeable para darle estanqueidad. La pantalla puede ser una capa de tierras impermeable en el paramento de aguas arriba, una losa de hormigón, una lámina de hormigón asfáltico, planchas metálicas o cualquier otro dispositivo; o puede estar constituida por un núcleo de material impermeable. Las presas de escollera, igual que las de tierra, pueden ser dañadas completamente, debido al desbordamiento por coronación, por lo que debe construirse un aliviadero de capacidad suficiente para prevenir este vertido. Una excepción son las presas de derivación de muy poca altura en las que se proyecta el paramento de escollera para que resista este efecto. Las presas de escollera imponen unos cimientos adecuados para que no se produzcan asentamientos suficientemente grandes como para romper la pantalla de impermeabilización. Los únicos cimientos apropiados son: roca o arena compactada y gravas. El tipo de presa de escollera es adecuado en emplazamientos remotos en los que exista posibilidad de obtener una buena roca, no se disponga de un suelo apropiado o existan largos periodos de lluvia intensa que hagan impracticable la construcción de presas de tierra o donde la construcción de una presa de hormigón sea excesivamente costosa. Las presas de escollera son habituales en climas tropicales porque su construcción es posible en los largos periodos de lluvias intensas.

4.7 Presas de Gravedad de Hormigón

Las presas de gravedad de hormigón son la mejor solución en puntos en los que exista una cimentación en roca suficientemente buena, aunque si la presa es de poca altura puede cimentarse sobre terrenos aluviales con tal que se construya una pantalla.

Pueden tener aliviaderos de coronación y debido a ello, se usan a menudo como aliviadero de presas de escollera y de tierra o como vertedero de una presa de derivación. Las presas de gravedad pueden ser de planta recta o curva. La planta curva puede ofrecer ventajas en cuanto a seguridad y coste. También en algunas ocasiones la curvatura puede permitir el emplazamiento de parte de la presa en terreno más adecuado para la cimentación. Se ha desarrollado e implementado el concepto de construcción de presas de hormigón utilizando RCC (roller-compacted concrete u hormigón compactado).

4.8 Presas Arco de Hormigón

Una presa arco de hormigón es la indicada en lugares en los que la relación del ancho entre estribos respecto a la altura, no sea grande y donde los estribos sean de roca capaz de resistir el empuje de los arcos. Aquí se definen dos tipos de presas de arco: la de arco simple y la de múltiples arcos. La presa de arco simple se desarrolla a lo largo de un cañón como una estructura única y normalmente se limita a un ratio entre la longitud de cresta y la altura de 10:1. Este diseño puede incluir pequeños bloques en cada estribo, según sea necesario, o un vertedero en algún lugar a lo largo de la coronación. Las presas de múltiples arcos, pueden tener uno de los dos diseños típicos: Puede ser una forma cilíndrica uniforme de unos 17 metros máximo entre contrafuertes, como la presa Barlett en Arizona, o puede estar formada por varias presas de arco simples apoyadas en grandes contrafuertes separadas varias decenas de metros entre centros. El propósito de la presa, bien si va a ser una estructura permanente con una expectativa de vida superior a los 50 años o bien una presa provisional con una esperanza de vida menor de 5 años, influirá en el momento del diseño y construcción, la calidad de los materiales de la presa y los cimientos, el tratamiento de la cimentación y las consideraciones hidráulicas. Los aspectos estructurales y económicos prohíben el diseño de una presa de arco sobre un cimiento en suelo débil, gravas, o bolos. La supresión normalmente no afecta a la estabilidad de la presa de arco debido a la pequeña sección existente entre la presa y el contacto de la roca.

Históricamente, ambos tipos de presa, temporales y permanentes, han sobrevivido a una inundación parcial y completa durante y después de la construcción.

4.9 Presas de Contrafuerte de Hormigón

Las presas de contrafuertes pueden ser de pantalla y de arcos múltiples requieren un 60% menos de hormigón que las presas de gravedad, pero el incremento del encofrado y de las armaduras sobrepasan en muchos casos el ahorro de hormigón. Se construyeron en Estados Unidos un gran número de presas de este tipo hacia el año 1930, cuando la relación entre el coste de mano de obra y el de los materiales era relativamente baja. Cuando esta relación es alta, no puede competir con otros tipos de presas. El proyecto de presas de contrafuertes se basa únicamente en los conocimientos y criterios obtenidos por la experiencia.

4.10 Otros Tipos

Se han construido presas de tipos distintos a los anteriormente mencionados, pero en la mayoría de los casos su construcción fue motivada por circunstancias especiales. En algunos casos se ha utilizado el acero en recubrimientos y elementos de sustentación. Antes del año 1920 se construyeron algunas presas de madera, especialmente en el noroeste de los Estados Unidos. La cantidad de mano de obra invertida, junto con la corta vida de la estructura, hace antieconómica esta clase de obras.

4.11 Factores Físicos que Intervienen en la Elección del Tipo de Presa

La elección del lugar y el tipo de presa debe considerarse cuidadosamente en las primeras etapas de planificación y diseño. Solamente en circunstancias excepcionales, resulta adecuado un solo tipo de presa y estructuras anexas para un emplazamiento dado.

Generalmente se necesitan diseños preliminares y estimaciones de varias tipologías de presa y de estructuras anexas antes de encontrar la más adecuada y económica. Por ello es importante comprender que el proyecto puede resultar excesivamente caro a no ser que las decisiones sobre la elección del emplazamiento y del tipo de presa estén basadas en un estudio adecuado. La elección del tipo de presa requiere cooperación entre expertos en diversas disciplinas (incluyendo ingenieros de planificación, hidrólogos, geotécnicos, e ingenieros hidráulicos y estructurales; así como geólogos) con el fin de asegurar diseños adecuados y económicamente viables con los condicionantes físicos, como la topografía, geología y condiciones del cimiento, materiales disponibles, hidrología, y sismicidad. La protección frente a las descargas del aliviadero, los problemas en los conductos de salida, la dificultad del desvío del río durante la construcción, la disponibilidad de mano de obra y maquinaria, la accesibilidad al emplazamiento, las características físicas del emplazamiento, el objeto de la presa, y la seguridad de ésta, afectan a la elección final del tipo de presa.

4.12 Topografía

Las consideraciones topográficas incluyen la configuración del terreno en el emplazamiento de la presa y del área del embalse, así como la accesibilidad al emplazamiento y a los materiales de construcción. La topografía determina, a groso modo, la primera elección del tipo de presa. Un cauce estrecho que discurre entre altos y rocosos muros sugeriría naturalmente una presa de escollera o de hormigón de aliviadero superior. Por otra parte, laderas bajas y onduladas sugerirían una presa de tierras. Condiciones intermedias podrían sugerir otras tipologías, como una estructura compuesta. El caso es que la topografía es de máxima importancia a la hora de elegir el tipo de presa. La topografía puede tener también una influencia importante en la elección de las estructuras anexas. Por ejemplo, si existe una silla de montar puede ser posible situar en ese punto el aliviadero.

Si el borde del aliviadero resulta grande en comparación con la altura de la presa y es continuo, puede ser necesario un aliviadero en túnel o un tobogán. En un cañón profundo y de paredes muy verticales, puede resultar más barato construir una presa de hormigón con aliviadero superior que proporcionar un aliviadero a una presa de escollera.

4.13 Geología y Condiciones de los Cimientos

La idoneidad de los diversos tipos de rocas y terrenos como cimiento y material de construcción constituyen problemas geológicos que deben ser tenidos en consideración. La condición geológica en un emplazamiento de presa a menudo determina el tipo de presa adecuado en dicho lugar. La resistencia, grosor, e inclinación de los estratos, permeabilidad, fracturación y disposición de las fallas resultan factores importantes en la elección del tipo de presa. A continuación se comentan algunos de los cimientos más comunes:

1. Cimentación en roca: Los cimientos de roca compacta, que estén libres de defectos geológicos significativos, tengan una resistencia relativamente alta a cortante, sean resistentes a la erosión y a la percolación, ofrecen pocas restricciones al tipo de presa que se pueden construir sobre ellos. El factor determinante debería ser la economía de materiales o el coste total. Frecuentemente es necesario retirar la roca meteorizada así como sellar grietas y fracturas mediante inyectado. Rocas más débiles como esquistos de arcilla, algunas areniscas, basalto meteorizado, etc., pueden presentar problemas significativos al diseño y la construcción de una presa y pueden influenciar grandemente en el tipo de presa elegida.
2. Cimientos de grava: Los cimientos de grava, si están bien compactados, son adecuados para presas de tierra y escollera.

Debido a que los cimientos de grava pueden dar lugar a grandes pérdidas de agua, deben tomarse precauciones especiales a fin de proporcionar un adecuado control de las filtraciones o efectivas pantallas para el agua.

3. Cimientos de limo o arena fina: Los cimientos de limo o tierra fina pueden ser adecuados para pequeñas presas de gravedad de hormigón y presas de tierra si están bien proyectadas, pero no son buenos para presas de escollera. Los problemas principales pueden ser: el asentamiento diferencial, el potencial sifonamiento, el empuje vertical, la formación de conductos de filtración, las excesivas pérdidas de agua y la protección del cimiento en el pie de aguas abajo de la presa contra la posible erosión.
4. Cimientos de arcilla: Los cimientos de arcilla son adecuados para presas de tierra, pero requieren espaldones relativamente tendidos debido a la baja resistencia a cortante del cimiento. Los cimientos de arcilla bajo el dique pueden sufrir asientos importantes. A causa de la necesidad de espaldones de baja pendiente y la tendencia de los suelos de arcilla a consolidar de forma acusada, habitualmente no es económico construir una presa de escollera sobre estos cimientos. Tampoco son normalmente adecuados para presas de gravedad de hormigón. Habitualmente se requieren ensayos del material de cimiento en su estado natural para determinar las características de consolidación de los estratos del cimiento y su capacidad para soportar la sobrecarga añadida.
5. Cimientos no uniformes: Puede ocurrir que no se esté en ningún caso de los anteriormente indicados y que tenga que realizarse la cimentación en una zona heterogénea, formada por rocas y tierras. No obstante estas condiciones pueden ser compensadas por diseños especiales. Incluso los emplazamientos de presa que no resulten inusuales presentan problemas especiales que requieren la elección de un apropiado tratamiento por ingenieros experimentados.

4.14 Materiales Disponibles

Los materiales de construcción para presas de los que se puede disponer próximos al emplazamiento o cerca de él son:

- a. Suelos para terraplenes.
- b. Roca para pedraplenes y revestimientos.
- c. Áridos para hormigón (arena, grava, piedra machacada).

La eliminación o disminución de los gastos de transporte de los materiales de construcción, en especial de los empleados en mayor cantidad, producirá una considerable reducción en el coste total del proyecto. Generalmente, el tipo de presa más económico, será aquel para el que se encuentren los materiales en suficiente cantidad y a una distancia razonable del emplazamiento de la presa. La posibilidad de disponer de arena y grava para hormigón a un coste razonable, aunque estén en terrenos cuyos derechos hayan de adquirirse, es un factor favorable para la realización de estructuras de hormigón. Por el contrario, si existen zonas de préstamos cercanas de donde obtener material suficiente para una presa de tierra, ésta puede ser la solución más económica. Debe aprovecharse cualquier recurso cercano para reducir el coste del proyecto, sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

4.15 Hidrología

Hay una estrecha relación entre los factores hidrológicos y económicos que influyen en la elección del tipo de presa y sus estructuras anexas. Las características del régimen hidráulico y la precipitación pueden afectar apreciablemente el coste de la construcción por su influencia en el tratamiento y desvío del río y prolongar el tiempo de construcción. En el caso de ser necesario un túnel de gran longitud para el desvío, la transformación de dicho túnel de desvío en aliviadero en túnel podría proporcionar la alternativa de aliviadero más económica.

4.16 Aliviaderos

El aliviadero es una parte vital de la presa. Frecuentemente su tamaño, tipo y las restricciones naturales de su emplazamiento, serán los factores decisivos en la elección del tipo de presa. Los requisitos que ha de cumplir el aliviadero vienen impuestos básicamente por las características de la escorrentía y del curso de agua, independientemente de las condiciones del emplazamiento, el tipo o el tamaño de la presa. La elección del tipo de aliviadero vendrá condicionada por la magnitud de las avenidas que deban pasar. Así, se tendrá que en cauces con un régimen de grandes avenidas potenciales, el aliviadero será la estructura principal y la elección del tipo de presa puede ser de orden secundario. El coste de construcción de un gran aliviadero, es frecuentemente una parte importante del coste total del proyecto. En estos casos, puede ser conveniente combinar el aliviadero y la presa en una sola estructura aconsejándose la elección de una presa vertedero de hormigón. En algunos casos en los que el material obtenido en la excavación del aliviadero puede utilizarse en el cuerpo de la presa, puede ser ventajosa la solución de presa de tierra. Cuando se requiera un aliviadero pequeño puede ser conveniente la elección de presas de tierra o escollera, incluso en valles cerrados. La práctica de construir vertederos de hormigón en presas de tierra o escollera, ha resultado, en general, desalentadora, al necesarias hipótesis de diseño conservadoras y precisar un mayor cuidado que evite los fallos. Los problemas inherentes a este tipo de proyecto son: Asientos desiguales en la estructura debidos a la diferencia de consolidación del terraplén y los cimientos después de haber aplicado las cargas de agua; la necesidad de cuidados especiales para prevenir el agrietamiento del hormigón o la abertura de juntas que pueden ocasionar fugas, ser más con el consiguiente sifonamiento y arrastre del material circundante; y los retrasos en la construcción debidos a la necesidad de someter a carga la presa antes de construir el aliviadero.

La consideración de los factores precedentes, junto con el aumento de coste debido a hipótesis más conservadoras en la construcción de detalles, tales como aumento arbitrario en el espesor de los revestimientos, mayor seguridad en las armaduras, pantallas, tratamiento de juntas, drenaje y la sobrecarga previa, nos llevan, generalmente, a la elección de soluciones para el aliviadero, tales como situarlo atravesando el terreno natural de un estribo, o pasarlo por debajo de la presa por medio de una conducción. Una de las disposiciones más comunes es la utilización como aliviadero de un canal excavado en uno o en los dos estribos, fuera de los límites de la presa, o en algún punto alejado de ella. Cuando se adopte esta disposición, la presa puede ser del tipo no vertedero, lo que da la posibilidad de elegir entre presa de tierra y de escollera. Recíprocamente, la imposibilidad de colocar el aliviadero separado de la presa requiere la elección de un tipo que permita un aliviadero de coronación. El aliviadero puede disponerse de forma que ocupe únicamente una parte de la presa, en cuyo caso el resto puede ser de tierra, escollera u hormigón.

4.17 Objetivo y Relación Beneficio

La consideración de los objetivos que ha de satisfacer una presa condiciona frecuentemente su tipología; por ejemplo, si su función principal es proporcionar un depósito continuo para regadío, o para uso doméstico, producción de energía; controlar avenidas por retención; regular el caudal de los ríos o servir como presa de derivación o vertedero sin características de embalse. Existen pocos sitios donde resulte imposible construir una presa que sea segura y útil, aunque en muchos casos, las condiciones inherentes a su emplazamiento darían lugar a un coste que sobrepasaría un gasto justificable. Los resultados de un estudio sobre la ubicación adecuada de la presa determinarán si el proyecto puede llevarse a cabo con un coste que esté de acuerdo con los beneficios que se obtengan.

Existen procedimientos comúnmente aceptados para valorar los beneficios obtenidos por producción de energía hidráulica, regadío o abastecimientos de agua; sin embargo, estos procedimientos están menos definidos en el caso de presa para control de avenidas y no existe un método de valoración objetivo cuando el proyecto tiene fines de recreo. La justificación para proyectos de recreo debe basarse en una evaluación de la población beneficiada, la localización de otros proyectos similares y la tendencia de desarrollo en la zona (creciente o decreciente) relacionándolo con el coste del proyecto y el capital disponible. En el caso de que la necesidad actual sea muy grande, pero el número de beneficiarios sea reducido, puede no estar justificado el coste excesivo en un emplazamiento determinado. Otro caso puede ser que la necesidad presente sea grande pero la población y el valor de las tierras tienda a disminuir. En ambos casos debe realizarse el proyecto de la forma más económica posible, probablemente con una presa de poca altura y capacidad.

4.18 Aspecto Estético

En general, toda estructura debe tener un acabado compatible con su propósito funcional. La textura de las superficies debe responder a las necesidades del proyecto y estar libre de irregularidades antiestéticas. El aspecto estético puede tener gran influencia en la elección del tipo de estructura, en especial en las proyectadas inicialmente con fines de recreo.

4.19 Características Técnicas Favorables Para que se Pueda Construir una Presa

Es muy importante tener los siguientes Factores que son favorables para la construcción de una presa:

1. Selección del sitio: El diseño y construcción de los reservorios son indispensables para asegurar el éxito de estas obras, además de hacerlos mas fáciles de cuidar, mas seguros y económicos.

Es ideal considera en los aspectos del reservorio el punto mas alto de la cuenca, de modo que el agua pueda llegar desde este punto hasta cualquier lugar del sitio. Sin embargo no siempre es posible tener las condiciones adecuadas para lograr lo anterior. Si la estructura solo puede ubicarse en un punto muy bajo, será necesario implementar el bombeo. (Esto depende de la función que se le dará a la presa).

2. Topografía: La ubicación ideal para un reservorio es una depresión natural ancha y plana con una garganta estrecha en el extremo inferior, que permita embalsar el agua. El sitio más económico es el que permite represar la mayor cantidad de agua, con profundidad suficiente usando la represa y con el mínimo movimiento de tierra. Deben de evitarse sitios poco profundos, donde sea difícil controlar malezas, que podría perjudicar la calidad del agua, debido a la descomposición de malezas, así como áreas con nacientes de agua, quebradas o ríos permanentes.
3. Textura del Suelo: Es preferible construir los estanques en suelos de texturas arcillosas que al compactarse adquieran cierta permeabilidad y estabilidad. Los afloramientos de rocas, gravas o arenas, pueden causar problemas por la excesiva infiltración y por el debilitamiento de las estructuras, por lo que deben evitarse en lo posible, o bien, recubrirse con materiales impermeables y resistentes antes de construir el embalse.
4. Ubicación: Debe procurarse la ubicación más ventajosa, de acuerdo con el uso del agua, para evitar la necesidad de bombeo. Se la presa es para abastecer abrevaderos o agricultura, es ideal utilizar la gravedad para el transporte del agua, por lo que conviene ubicarlo en una zona elevada de la cuenca, pero con suficiente área de captación para llenarlo en invierno. En cuencas extensas y en areas planas es inevitable el uso de bombas. En caso de querer utilizar un reservorio, cuya fuente de agua sea un trecho, es conveniente ubicarlo cerca de la construcción, para reducir costos en las tuberías de transporte del agua. De igual forma, el reservorio debe estar ubicado lo más cerca posible del lugar donde se utilizara el agua.

CAPITULO 5

CIMIENTOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

5.1 Ámbito de Investigación

En el proyecto de presas es esencial conocer los datos relativos a las características de la cimentación y a los materiales naturales disponibles para la construcción. El estudio se realiza en la oficina, en el campo y en el laboratorio. Para que sea eficaz, la toma de datos debe estar bien planeada. La exploración del subsuelo no debe empezar hasta que se hayan valorado todos los datos disponibles, tanto geológicos como del suelo. El responsable a cargo de la investigación debe dominar las clasificaciones de suelos y rocas, así como las características geológicas e ingenieriles de las formaciones del terreno. El responsable a cargo de la investigación también tiene que estar familiarizado con los mapas, sistemas de tomas de datos y muestras, y con los ensayos de laboratorio y de campo. Estos conocimientos y el de las posibilidades y limitaciones de los distintos métodos de exploración del subsuelo, conducen a la elección de los procedimientos de campo más apropiados, evitando de este modo, tiempo y esfuerzo perdidos en procedimientos ineficaces y duplicación de esfuerzos.

5.2 Cimientos

Es necesario realizar investigaciones de los cimientos e interpretar los datos obtenidos, para asegurarse de sí una estructura puede ser construida con garantía y de forma económica en un determinado emplazamiento. La construcción de una presa, cuya rotura puede ocasionar una inundación destructiva, posiblemente con pérdidas de vida, lleva consigo una gran responsabilidad pública. La rotura de presas pequeñas ha dado lugar, a través de los años, a gran número de estas inundaciones. Las investigaciones posteriores demostraron que muchos de estos desastres fueron debidos a que los cimientos no eran suficientemente seguros o una falta de conocimiento de las características del emplazamiento.

Un considerable número de fallos atribuidos a otras causas, probablemente tuvieron su origen en unos cimientos defectuosos. Es indudable que muchos fracasos podían haberse evitado mediante investigaciones más completas, que habrían conducido a la elección de emplazamientos adecuados y seguros o a prever en el proyecto o en la construcción, los dispositivos necesarios para vencer los defectos de la cimentación. Las investigaciones para construir una presa constan principalmente de tres etapas, o niveles, de estudio. Estas etapas, ordenadas en orden progresivo de complejidad, son la evaluación, viabilidad y diseño de las investigaciones. Cada nivel de estudio utiliza los resultados obtenidos de las investigaciones anteriores como punto de partida de más investigaciones.

El primero y uno de los más importantes pasos en la evaluación del emplazamiento potencial de un embalse consiste en un reconocimiento con el propósito de elegir, basándose principalmente en la topografía y geología del terreno, el emplazamiento más favorable de todos los posibles para la presa. Este reconocimiento, misión del Ingeniero y del Geólogo, debe realizarse en equipo y solamente por personas experimentadas en trabajos de esta clase. El trabajo de campo debe estar precedido por un estudio de todos los datos disponibles relativos al río y su cuenca, incluyendo el estudio de planos, fotografías aéreas, otros datos existentes e informes anteriores. Un reconocimiento completo conducirá a la elección del lugar más favorable para la presa la eliminación de muchos de los considerados como emplazamientos posibles cuando existan varias soluciones, con lo que se puede evitar el gasto de una gran suma en trabajos de exploración. Las condiciones de la cimentación se manifiestan o se pueden deducir a menudo de la inspección visual por medio de las características de la erosión, afloramiento de rocas y ciertas obras realizadas por el hombre tales como, desmontes para carreteras o ferrocarriles, excavaciones para cimientos de edificios, pozos y canteras.

A partir de los pozos locales se puede obtener alguna información sobre las condiciones del agua subterránea. Los resultados de los estudios de campo se deben resumir preferiblemente sobre un plano topográfico (aunque también se pueden utilizar fotografías aéreas), y en secciones geológicas preliminares. En esta etapa de evaluación, el plano indica los límites de depósitos de suelos utilizables y de afloramientos rocosos, localización de fallas y otras irregularidades geológicas visibles, y el buzamiento y dirección de características geológicas tales como juntas, diaclasas y cizalladoras.

Los mapas geológicos y las secciones deben de ir acompañados de un informe que describa las distintas características geológicas e incluya la clasificación de suelos y rocas, clases de materiales cementantes que se encuentran en rocas y suelos y el origen y proceso de sedimentación de los distintos terrenos. El informe de evaluación debe reseñar la relación de las condiciones geológicas con la futura permeabilidad del embalse y de la cimentación de la presa, así como con la estabilidad e inalterabilidad de la misma, del vertedero y otras obras. También debe hacer referencia a los problemas geológicos que requieran ulteriores investigaciones y es recomendable trazar un esquema de programa, puntualizando la extensión y el carácter de los estudios más detallados que han de realizarse en la etapa siguiente. Debe de examinarse el embalse y el emplazamiento de la presa para buscar deslizamientos potenciales de laderas que se produzcan durante la construcción. Durante el estudio de viabilidad, es necesario determinar de una forma definitiva mediante la exploración del subsuelo: La profundidad a que se encuentra la roca en el emplazamiento de la presa, y las características de roca y terreno, bajo la presa y estructuras dependientes de ella. Generalmente se requiere una serie de sondeos en el lugar de ubicación de la presa para determinar el perfil del lecho de roca a lo largo del eje propuesto, y como cualquier eje marcado en el terreno está sujeto a ajustes por razones de proyecto, es aconsejable hacer unos cuantos sondeos adicionales aguas arriba y aguas abajo del eje marcado.

El número de sondeos necesarios para la exploración de la cimentación de pequeñas presas, está determinado por la complejidad de las condiciones geológicas, pero la profundidad debe de ser mayor que la altura de la presa. Es preciso investigar también las condiciones del subsuelo para la posible colocación de instalaciones de servicio, como vertederos, desagües, zanjas de impermeabilización y bocas de túnel. Los sondeos en el área que comprende las instalaciones de servicio deben de tener una separación máxima de 30 metros y una profundidad mínima de vez y medio el ancho de la base de la estructura, y deben de realizarse de acuerdo a la complejidad de la cimentación. Aunque existen muchos métodos de efectuar sondeos y tomar muestras para ensayos, solamente son recomendables para la exploración de cimientos de presas aquellos que no producen perturbaciones excesivas de estos; por consiguiente, los sondeos húmedos, (por ejemplo), no son tratados en este texto. Los pozos, zanjas, túneles y sondeos de gran diámetro, que permiten el examen visual del cimiento, son excelentes métodos para determinar las características del terreno y se recomiendan siempre que sean practicables. Los métodos de sondeos más idóneos para la exploración de cimientos de pequeñas presas son el de rotación, utilizando las cabezas de diamante estándares o las muestras Denison y Pitcher, y el de penetración (ensayo de penetración normal-estándar, "penetration test"). Es también necesaria la determinación de la densidad "in situ" y de la humedad del suelo por encima de la capa freática. Los sondeos en roca requieren el uso de sondas de rotación con cabeza de diamante para obtener testigos. Los valores aproximados de la permeabilidad de los estratos de roca y suelo se pueden determinar mediante la introducción de agua en los taladros. En toda exploración del subsuelo es importante medir y anotar las profundidades de la capa freática y las fechas de estas mediciones. El informe preparado como complemento del estudio de viabilidad debe incluir un plano a gran escala mostrando la superficie geológica, la localización de todos los sondeos y los diferentes estratos existentes.

Las unidades del mapa deben de ser básicamente geológicas, modificadas o subdivididas para mostrar la distribución de los materiales con propiedades físicas o ingenieriles muy diferentes. Deben prepararse secciones transversales con las características geológicas conocidas y las que se consideren probables, e incluirse testigos de todos los taladros. Para la preparación del proyecto pueden ser necesarios sondeos adicionales con el fin de aclarar problemas geológicos; también pueden necesitarse para puntualizar la profundidad del lecho rocoso al preparar los planos de construcción. Al realizar el proyecto de la cimentación a veces es necesaria una toma de muestras adicional, así como correspondientes ensayos de ellas. Durante la construcción, los mapas geológicos deben de ser revisados o rehechos para mostrar las condiciones reales encontradas durante la excavación. Esos mapas proporcionan un informe “as-built”, de un valor incalculable para la operación y mantenimiento si se dan problemas geológicos posteriormente, como el comportamiento de la cimentación o filtraciones excesivas.

5.3 Parámetros de Cimentación de acuerdo a los distintos Tipos de Presa

1. Presas de Tierra: Estos parámetros son explicados en el Capítulo siguiente.
2. Presas de Escollera: Los parámetros de la cimentación para un dique de escollera son menos estrictos que los de un dique de gravedad de hormigón, pero más restrictivos que los de un dique de tierra. Las cimentaciones en lecho de roca que son duras y resistentes a la erosión son las más indicadas para las presas de escollera. Las cimentaciones consistentes en arena gruesa de río o fragmentos de piedra son aceptables, pero la cimentación debe inspeccionarse por ingenieros competentes y debe utilizarse una pantalla drenante hasta el lecho de la roca. La cimentación debe seleccionarse y de tratarse desde el punto de vista de proporcionar un coste mínimo al terraplén de escollera. Todos los materiales en los cortes, fallas, o los hoyos profundos que puedan erosionar

en el futuro la escollera, o la cimentación o el estribo, deben cubrirse con filtros o eliminarlos y rellenarlos con hormigón.

3. Presas de Hormigón: El espesor de la cimentación de una presa de gravedad y la pendiente del contacto del hormigón roca son los factores mas importantes para la estabilidad de la estructura. Transversalmente, el contacto de la cimentación o debe estar horizontal o, preferentemente, inclinándose hacia aguas arriba. Es espesor transversal es normalmente determinado por la dimensión necesaria para que la estructura satisfaga la tensión y los requisitos de estabilidad. Longitudinalmente, el perfil debe variar suavemente sin cambios bruscos para minimizar las concentraciones de tensiones.

5.4 Suelos para Terraplenes

Algunos emplazamientos de presas requieren mucha excavación hasta alcanzar un cimiento firme y, en muchos casos, el terreno excavado es adecuado para usarlo como terraplén. Las excavaciones realizadas para situar los vertederos y desagües pueden también producir ciertas cantidades de material para filtros, para un núcleo impermeable, o para otras zonas del terraplén. Sin embargo, la mayoría de los suelos necesarios para una presa de tierra se obtienen siempre de terrenos de préstamos. El estudio de los materiales aprovechables para el terraplén debe ser progresivo, desde una inspección en poca profundidad que se realizará durante la primera etapa, hasta estudios detallados de todas las posibles fuentes de material que se efectuarán antes de redactar el proyecto definitivo. Antes de elegir el emplazamiento definitivo de la presa, debe conocerse la situación de los materiales para cada posible solución. El examen cuidadoso de planos y fotografías aéreas, localiza generalmente las áreas que deben ser examinadas en el campo. Los desmontes de carreteras y ferrocarriles, arroyos y márgenes del cauce del río pueden proporcionar indicios valiosos de la naturaleza de los materiales de la zona. Rara vez será necesario excavar pozos o realizar sondeos, al menos en la etapa preliminar.

Las determinaciones cuantitativas se pueden hacer teniendo en cuenta las características topográficas y con ayuda de unas pocas medidas aproximadas realizadas sobre el terreno o sobre los planos. El informe sobre el reconocimiento realizado debe incluir un croquis indicando las zonas de préstamos existentes y su situación con respecto al emplazamiento de la presa, las características de los materiales de cada zona, su volumen probable y los factores locales que pueden afectar a la explotación de un depósito. Además de las propiedades ingenieriles de los suelos deben considerarse otras facetas tales como las siguientes: distancia de transporte, accesibilidad, cantidad de humedad natural y trabajabilidad del material, coste de expropiaciones, desbroce, potencia de los depósitos, influencia que la explotación tendría sobre el paisaje y topografía adversa. Una buena práctica es limitar la situación de las zonas de préstamos para que la excavación no se haga a menos de 150 metros del pie de una pequeña presa. Debe seguirse un plan sistemático para localizar las zonas de préstamos durante la etapa de viabilidad subsiguiente a la elección del emplazamiento de la presa. Para evitar olvidarse de las zonas más próximas, se empezará a partir del emplazamiento de la presa extendiéndose en todas direcciones. Antes de considerar otras posibles zonas, se habrán examinado todas aquellas situadas en la cercanía de ésta. Donde sea posible, debe de considerarse coger los préstamos de la zona del embalse, para mitigar los problemas medioambientales. Los sondeos se han de distanciar unos 150 metros, formando aproximadamente una cuadrícula dentro del límite de los dos kilómetros. Siempre que sea posible, deben usarse barrenas para tierra, pero se harán pozos de prospección cuando se encuentren rocas. Los sondeos tendrán una profundidad mínima de 7 m., excepto cuando el lecho de roca o la capa freática se encuentren antes de alcanzar esta profundidad. Al estudio del emplazamiento probable de los rastrillos y de la excavación de cimientos, vertederos y desagües, se le debe dar la mayor importancia y está justificado un trabajo más detallado en estas zonas por su posible uso como cantera de materiales para terraplén. El estudio más detallado de estas zonas se justifica por su uso más temprano como material del terraplén y para obtener más información de los cimientos.

Cuando sea evidente que no ha de encontrarse cantidad suficiente de material a una distancia corta de transporte, se estudiarán zonas más distantes según un plan previamente determinado. El propósito final del estudio de los terrenos de préstamos es determinar la profundidad factible de la excavación y la distribución de los materiales en el terraplén. Esto podrá hacerse si se han realizado suficientes sondeos para poder determinar los perfiles del terreno en la zona de préstamos. Esto puede hacerse sólo si se han hecho suficientes exploraciones para determinar los perfiles del suelo en la zona de préstamo. El levantamiento de perfiles, con centros separados al menos 150 metros, indicará si son precisos taladros adicionales. Es evidente que cuanto más homogéneo es el terreno en una zona de préstamos, menos sondeos son precisos para establecer el perfil deseado. La clasificación de los suelos se hará mediante ensayos de laboratorio sobre muestras representativas de los diversos materiales encontrados. Unos ensayos de densidad "in situ" en cada zona de préstamos determinarán el coeficiente de entumecimiento que debe aplicarse entre el material medido sobre perfil natural y el volumen ya compactado en el terraplén. Con el fin de tener en cuenta posibles cambios en el proyecto, errores en la estimación y otras causas, deben utilizarse coeficientes de seguridad grandes al estimar los volúmenes disponibles en las zonas de préstamos. Los criterios siguientes aseguran cantidades adecuadas: para un informe previo, si se calcula que son necesarios menos de 7.500 metros cúbicos de un tipo de material, debe localizarse 10 veces la cantidad calculada; para necesidades mayores de 75.000 metros cúbicos, 5 veces la cantidad calculada. Incluso para zonas de préstamos bien conocidas generalmente se pide, en el pliego de condiciones, 1,5 veces la cantidad necesaria con el fin de asegurar las cantidades precisas y que el Contratista pueda hacer una elección adecuada de los equipos y métodos de excavación. Frecuentemente se usan coeficientes mayores cuando los datos disponibles indican que los depósitos no son uniformes. Los materiales para el filtro y otras zonas especiales del terraplén pueden necesitar un gran procesamiento o tienen que comprarse.

5.5 Pedraplenes y Revestimientos

Se entiende por revestimiento una capa de escollera de bloques grandes y no alterables. Su fin es mantener la forma de una superficie inclinada o de su infraestructura, resistiendo la erosión debida a la acción de las olas o de la corriente. El pedraplén es un dique construido con fragmentos de roca y que forma parte de las presas de tierra y escollera. La búsqueda de una cantera de escollera se realiza del mismo modo que la del material para diques de tierra. Puesto que el revestimiento es esencial para una presa de tierra, no es prudente limitar la extensión del área de búsqueda. La prospección se extenderá radialmente, desde el emplazamiento de la obra, hasta localizar un depósito de roca que sirva por su calidad y tenga el volumen suficiente para satisfacer las necesidades previstas. Debe hacerse el mejor uso posible de los datos existentes tales como planos geológicos, fotografías aéreas, planos topográficos y publicaciones estatales o privadas. Del estudio de estos datos podrán marcarse en el plano o fotografía: las canteras existentes, crestones y otras zonas de posible utilidad, con el fin de realizar más tarde investigación en el campo. En algún momento del estudio, debe de considerarse si es más económico otras alternativas de protección de taludes, como el suelo cemento, el hormigón asfáltico, o escombros. El criterio primario para escoger la escollera es la calidad y tamaño de los fragmentos de roca. Quienes llevan a cabo las investigaciones deben procurar, mediante la simple inspección, valorar la capacidad de la roca para resistir la acción de las olas, heladas y demás fuerzas desintegrantes, y determinar si el depósito puede suministrar suficiente material de los tamaños requeridos. El lugar más lógico para empezar la exploración de una cantera es un afloramiento de roca. Cuando existen cortes verticales, debe ser completamente examinada la superficie exterior, buscando indicios de grietas, línea de fractura, planos de estratificación y zonas de material defectuoso. Las juntas y el sistema de planos de estratificación son especialmente importantes porque indican los tamaños que se producirán probablemente en la cantera.

Los estudios necesarios para determinar las características de las zonas enterradas de una posible cantera de escollera, se completan generalmente con sondeos, pozos y zanjas. La obtención de testigos es normalmente el método más práctico y seguro de determinar la dimensión del depósito, su potencia y la profundidad de la montera. Las muestras obtenidas proporcionan datos sobre la calidad de la roca en zonas del depósito que no se obtendrían de otro modo. Cuando las formaciones de roca no son de suficiente calidad para escollera, deben buscarse otras fuentes de material. El uso de este tipo de escollera es normalmente posible sólo cuando el canto rodado se encuentra concentrado en zonas suficientemente grandes para suministrar cantidades significativas. Sin embargo, la explotación de varios depósitos separados que proporcionen la cantidad necesaria para una presa no es una solución singular. En algunas ocasiones se encuentran piedemontes que contienen roca estable de los tamaños necesarios y de extensión suficiente para hacer innecesaria la explotación de una cantera. Estas zonas son especialmente favorables cuando sean más accesibles que la cantera, lo cual es frecuente. Poco hay que hacer en la exploración de estos materiales, excepto verificar un examen completo, cubicarlo y medirlo, para determinar las características de la roca, la cantidad aprovechable y los tamaños disponibles. Unas buenas fotografías forman parte de los datos que se deben tomar de toda cantera de escollera, y son especialmente valiosas cuando se consideran las zonas de cantos rodados de los pies de las laderas. La disponibilidad de materiales para escollera tiene una gran influencia en el proyecto de la obra y, por lo tanto, debe hacerse un estudio muy cuidadoso de volúmenes. En ocasiones, es preferible hacer uso de un material fácilmente accesible que intentar procurarse una roca de mejor calidad pero considerablemente más cara. Sin embargo, hay que tener en cuenta que el uso de menor cantidad de material de buena calidad puede compensar su mayor coste.

5.6 Estudios de embalse

Es tan importante que la geología del emplazamiento del embalse sea adecuada, como la del emplazamiento de la presa. Los estudios del emplazamiento del embalse deben de ser planificados con gran cuidado, lo mejor es un estudio conjunto de la presa y el embalse. Si se descubre un problema, los estudios deben de ser reorientados o parados antes de que se realice una gran inversión en exploraciones en un emplazamiento que puede ser desechado.

- 1) Generalidades la evaluación y exploración del embalse propuesto requiere prestar atención a todos los factores que afectan a la adecuación y uso del embalse. Los principales factores son la estabilidad de los bordes, la capacidad de almacenamiento del agua, almacenamiento en bancada, fuentes potenciales de contaminación, y efectos de la extracción de material en la estabilidad y filtraciones. Además, hay que considerar los problemas relativos a la cimentación, incluido la reubicación de las autopistas, vías de tren, u otras instalaciones. El grado de atención dado a cada problema debe de ser acorde a su importancia y al estado de planificación o diseño. El detalle de las características de las investigaciones debe de ser determinado por el propósito de cada embalse. Normalmente, los estudios incluyen la distribución de las rocas y los depósitos superficiales, afloramientos, discontinuidades y características estructurales, existencia de agua subterránea y su comportamiento, riesgos observados y potenciales, laderas, y estabilidad de la orilla, integridad del embalse y filtraciones potenciales, y fuentes de contaminación del agua del embalse.
- 2) Mapas del embalse: Para planificar y llevar a cabo las investigaciones es esencial un buen mapa geológico del embalse. Los mapas geológicos malos que tengan información incompleta o pobremente elegida hacen malgastar el dinero y el esfuerzo técnico y pueden llevar a conclusiones erróneas. En los mapas geológicos preparados por los ingenieros, relativos a los estudios geológicos, la información que se debe mostrar y la escala a utilizar están

determinados por: 1) el fin de la investigación, 2) el detalle que se puede mostrar y 3) los datos cuantitativos que deben de ser obtenidos o calculados a partir del mapa. (ejemplo, distancias, volúmenes de deslizamientos potenciales, diferencias en elevaciones, espesor de los depósitos superficiales y unidades de rocas, y detalles de los afloramientos o límites geológicos). La elección de una escala adecuada es importante puesto que condiciona el detalle y la legibilidad del mapa. En mapas regionales o de proyecto, el objetivo principal es representar gráficamente la distribución general de la mayoría de las características del emplazamiento. Por el contrario, en los mapas del emplazamiento se detallan la representación de las características geológicas. En los dos tipos de mapas, las escalas pueden variar entre 1:62500 (regional) a 1:250 (emplazamiento). Las escalas usuales de los mapas de embalses varían entre 1:24000 (un centímetro son 240 metros) a 1:5000 (un centímetro son 50 metros). Los mapas geológicos de embalses no deben de limitarse al área inmediata a la zona del embalse propuesta. Debe de complementarse con un mapa del tipo regional que indique la posición del embalse, su elevación, y distancia de los valles cercanos. Como mínimo este mapa debe de mostrar las líneas de máxima altura (coronación de montañas) y la mínima altura (cuenca de los valles) con cotas. El mapa geológico debe de ser complementado por varios mapas especializados o superposiciones y/o de varios mapas a escala menor o por mapas separados que muestren las condiciones geológicas en detalle en las zonas críticas de filtraciones potenciales o deslizamientos. Igualmente, debe de hacer mapas a menor escala para mostrar el detalle de los puntos topográficos críticos y drenajes cercanos. Son deseables mapas adicionales, gráficos, o gráficos del agua subterránea de la región (estimados si es necesario), particularmente si existen filtraciones o condiciones anómalas de aguas subterráneas. También deben de prepararse secciones y plantas geológicas de la estructura geológica general, deslizamientos de ladera, fallas, canales excavados, etc. El mapa básico del embalse debe de extenderse por encima del máximo nivel del agua para caracterizar el medio

geológico y facilitar la evaluación de la estabilidad de la orilla del embalse y la capacidad de almacenamiento de agua. Puede haber grandes áreas debajo del nivel mínimo del embalse en las que la valoración a partir del mapa será totalmente adecuada. Para algunas áreas del embalse, puede ser necesario mapas más detallados para determinar problemas de deslizamiento o filtración. Sólo ocasionalmente o en algunos tipos de terrenos, todo el embalse necesita de mapas y estudios detallados. Normalmente, los estudios y mapas detallados se hacen sólo hasta el punto que se necesite, para asegurar que las condiciones geológicas son adecuadas y para identificar los problemas principales.

- 3) Métodos de Investigación: La investigación en el campo y la interpretación de fotografías aéreas son métodos básicos mediante los cuales la información geológica se almacena y se ordena en planos para su estudio e interpretación. El mapa geológico del embalse es el medio inicial y principal en el que se basan los estudios geológicos para su planificación y ejecución y por el que la naturaleza y alcance de los defectos del embalse se reconocen y evalúan. En cualquier momento del estudio, el mapa es la combinación de hechos e interpretaciones por lo que, desde un punto de vista geólogo ingeniero, define la geología de la zona y da herramientas para reconocer problemas geológicos. Las investigaciones directas subterráneas, como los sondeos, pueden formar parte o no del estudio global. Existen una gran variedad de técnicas de investigación para llevar a cabo los estudios del embalse. Se asume que los estudios del embalse se hacen por ingenieros geólogos y geólogos experimentados en los principios básicos de la geología y los métodos estándares de investigación. La lista a continuación recoge las técnicas principales que pueden utilizarse en seleccionar los métodos de investigación más efectivos para cada emplazamiento de un embalse:

- 1) Interpretación geomorfológica.- Formas de los ríos, mapas topográficos y geológicos, y fotografías aéreas proporcionan información como:

- a. Estructura geológica, fracturas regionales y locales, diaclasas, cuevas y drenaje subterráneo.
 - b. Sedimentaciones históricas del río produciendo el relleno de las partes bajas del valle; erosiones históricas del río formando depósitos como gravas agregadas (depósitos agregados) o terrazas protegidas por rocas (volumen poco agregado).
 - c. Zonas potenciales para extraer materiales para el terraplén.
 - d. Condiciones del agua subterránea y filtraciones potenciales.
 - e. Deslizamientos de laderas existentes y potenciales.
- 2) Estudios Hidrogeológicos: Estos estudios proporcionan la información o los análisis necesarios como:
- a. Condiciones del agua Subterránea, como la localización, dirección y velocidad del caudal, elevaciones, y contornos estáticos y piezométricos de los niveles de agua. Estos pueden ser determinados utilizando los métodos como los sondeos con medición de nivel de agua, caudalímetros para taladros, ensayos con tintes y radioisótopos, y análisis de muestras de agua. de aguas subterráneas.
 - b. Edad del agua subterránea (relativa) determinada con tritio, dióxido de carbono, o contenido de oxígeno disuelto.
 - c. Diferenciación de las zonas de agua subterránea, y evaluación de la calidad del agua mediante análisis químico (análisis gráficos con los diagramas de Staff), conductividad, pH, y estudios de temperatura.
 - d. Estimación del caudal o medidas de los acuíferos y pequeños cursos de agua. La información del caudal de los acuíferos y los niveles del agua subterránea en los sondeos pueden ser esenciales para calcular los cambios en las condiciones iniciales del agua subterránea provocada por la filtración del embalse. La recogida de la información debe de empezar y terminar antes de llenar el embalse para establecer las condiciones normales de la zona antes de construir el embalse. Puede ser necesario medir la carga hidráulica para calcular si el caudal puede cambiar de sentido al introducir la carga hidráulica del embalse.

- e. Estimar el volumen de almacenamiento, caudal de entrada y de salida.
- 3) Investigaciones bajo la superficie: Las investigaciones bajo la superficie pueden incluir ensayos geológicos, ensayos extrayendo agua de pozos para conocer los niveles freáticos y su movimiento, ensayos de permeabilidad con bombeos o estancos, sondeos de exploración para conocer los espesores de los deslizamientos, espesor y naturaleza de los materiales superficiales en las partes más altas, situación de canales excavados, o canales formados por el lavado de depósitos permeables glaciares.
- 4) Sensores remotos. - Las fotografías aéreas en color o infrarrojas o imágenes a partir de escáneres por radar, pueden ayudar a reflejar en un mapa los contactos, diaclasas o estructuras geológicas. Las imágenes por radar detectan las anomalías geotérmicas que pueden indicar agua cerca de la superficie, fallas, alineaciones o contactos.

5.7 Recopilación y Presentación de los Datos

La capacidad de una cimentación de soportar las cargas impuestas por varias estructuras depende principalmente de la deformación, estabilidad, y condiciones del agua subterránea de los materiales de la cimentación. Sólo el juicio y la intuición (métodos empíricos) no son adecuados para llevar a cabo el proyecto seguro de una presa. Cada vez es más imperativo desarrollar los datos para el diseño de la cimentación ya que, los avances recientes en mecánica de suelo y rocas y los nuevos métodos analíticos permiten a los ingenieros y geólogos valorar más condiciones analíticas que antes. Para ajustarse a esas técnicas, los datos de la cimentación no sólo tienen que ser lo más precisos y concisos, sino que deben ser los más cuantificables posibles. Además, estos datos cuantificables deben de ser lo suficientemente adecuados para asegurar que los modelos analíticos son representativos de las condiciones del terreno.

5.8 Presentación de los Datos

Este apartado proporciona recomendaciones generales para la toma y presentación de la información geológica necesaria para el proyecto y construcción de pequeñas presas. Cuando sigan estas recomendaciones, los investigadores deben de utilizar su buen juicio y elaborarlos como se necesiten de acuerdo a las condiciones geológicas y a los requisitos ingenieriles. Estas recomendaciones no pretenden incluir todos los requisitos o tópicos para todas las cimentaciones o investigaciones de materiales de construcción. Sin embargo, proporcionan una guía adecuada para el plan de toma de datos para los estudios de planificación y para diseñar las investigaciones finales. La información necesaria y los métodos de obtenerla dependen del propósito de las investigaciones, el tiempo y el dinero disponible para las exploraciones, la cantidad y la fiabilidad de las investigaciones anteriores, y el tipo de informe necesario. Las recomendaciones generales para obtener la información necesaria de la cimentación y materiales de construcción se describen a continuación:

- a) Compilar, resumir, y documentar todas las investigaciones en el área del y describir la secuencia y resultados de los estudios y exploraciones.
- b) Preparar los planos que muestren la situación de las exploraciones. Crear una columna estratigráfica, mapas geológicos de la superficie, y secciones geológicas a las escalas adecuadas para describir las condiciones de la superficie y debajo de ella. Preparar planos específicos (como los diagramas de contornos de juntas, y mapas de contorno de rocas, desgaste, niveles de agua, etc.) para los emplazamientos con geología compleja o conceptos de diseño.
- c) Preparar descripciones narrativas de los depósitos superficiales, propiedades ingenieriles específicas, especialmente aquellas que puedan afectar al proyecto o a la construcción. Estas descripciones pueden incluir, pero no limitarse a, la presencia de minerales que hinquen, materiales de baja densidad, yesos y otros sulfatas, caliche, suelos dispersos, depósitos sueltos

sujetos a licuefacción o consolidación, materiales permeables, erosionables, y de gran tamaño. Estas descripciones deben de incluir la clasificación general de los materiales de acuerdo al Unified Soil Classification System y sus características físicas (por ejemplo, color, tamaño del grano, consistencia cohesión, cementación, contenido de humedad, depósitos minerales, y contenido de minerales expansivos y dispersivos, alteración, fisuras o fracturas). El investigador debe de utilizar estas descripciones establecidas en el Unified Soil Classification System. La descripción también debe de incluir la distribución, ocurrencia, y edad relativa, relación con la topografía existente, y correlación con las formaciones como terrazas, dunas, depresiones sin drenaje, y anomalías.

- d) Las descripciones de la roca deben de identificar las propiedades geológicas ingenieriles como son la resistencia, minerales que hinchan, presencia de yeso y otros sulfatas, profundidad de la alteración, juntas, fallas y otros planos débiles. La siguiente lista puede usarse como una guía general, aunque no necesariamente completa, para describir el suelo rocoso.

1. Unidades rocosas: Las unidades litológicas de características físicas similares de ser identificadas y caracterizadas.

- Identificación del tipo de roca (por ejemplo, granito, arenisca limosa, esquistos de mica), edad relativa y, donde sea posible, su correlación con la denominación de las formaciones.
- Características físicas (por ejemplo, color textura, tamaño del grano, naturaleza de la estratificación, buzamiento, esquistosidad, dureza, características químicas como la cementación, depósitos minerales, y alteraciones, de otro tipo de las debidas al desgaste por la intemperie.
- Distribución y características dimensionales, (por ejemplo, espesor, anchura del afloramiento, extensión del área).

2. Distribución y Extensión del Desgaste por estar a la Intemperie y la Alteración: El desgaste de intemperie debe de ser dividido en categorías que reflejen la definición de los cambios físicos en la masa de roca. Deben de hacerse gráficos de desgaste.
 3. Características estructurales.- Planos de buzamiento, fisuras, juntas, diaclasas y fallas, pliegues, zonas de rotura.
 - Si existen y distribución
 - Orientación y cambios
 - Características dimensionales (por ejemplo anchura, espaciamiento, continuidad)
 - Características físicas y sus efectos sobre la masa rocosa (las condiciones de las superficies planas, como las aperturas, rugosidad, ondulamiento de la superficie, estrías, mineralización, alteración, e incrustaciones)
 - Evaluaciones estadísticas de la distribución, orientación, y características físicas.
 - Edad relativa (donde sea pertinente)
 - Características especiales de los planos de rotura o fallas (por ejemplo, descripción de la composición de la falla, zonas de “gouge y breccia”, desplazamiento, caras de la fallas, y edad relativa de los movimientos)
 4. Respuesta de los procesos naturales superficiales y cercanos a la superficie: Por ejemplo, erosiones, socavación y movimiento de masas.
- e) Incluir ensayos de laboratorio de propiedades ingenieriles de los depósitos superficiales y rocas.
- f) Proporcionar las fotografías en blanco y negro de las condiciones geológicas, muestras de taladros, muestras, afloramientos, zanjas, y pozos de ensayo. Si es adecuado también se deben de adjuntar fotografías en color.

- g) Resumir la información recogida por sistemas remotos y campañas geofísicas (sísmicas, resistividad, etc.), si se llevan a cabo, y correlacionarlo con otra información geológica.
- h) Describir las condiciones de la investigación del agua subterránea. Hay que fijarse en los niveles del agua y los piezométricos y su fluctuación estacional, la existencia de acuíferos confinados o no confinados, filtración potencial, capacidad de producir agua, química, y subsidencia relativa del terreno. La siguiente lista puede ser utilizada como una guía general, aunque no necesariamente completa, para descripciones:
- Distribución, existencia y relación con la topografía (por ejemplo, lagunas, pantanos, manantiales, filtraciones, cuencas bajo la superficie).
 - Fuentes de recarga y permanencia, variaciones en cantidad de agua y días cuando se midieron.
 - Evidencia de existencia anterior de agua en sitios ahora secos (por ejemplo, vegetación, filtraciones y depósitos minerales, vestigios cársticos, archivos históricos).
 - El efecto del agua en las propiedades de los materiales del lugar, incluidas observaciones en el campo y en laboratorio.
- i) Preparar un documento preciso y completo de las exploraciones, utilizando una terminología consistente con el texto. Utilizar los acrónimos adecuados, por ejemplo, RQD (rock quality determination) y PR (penetration resistance).
- j) Evaluar los deslizamientos de laderas, avalanchas, caídas de rocas, erosión, inundaciones, etc. La lista siguiente puede utilizarse como una guía general, aunque no necesariamente completa, de descripciones:
- Características que identifiquen erosión acelerada (por ejemplo, retrocesos de acantilados, eriales, frentes de erosión en avance).
 - Características que indiquen subsidencia, sedimentación, o deslizamientos (por ejemplo, fisuras, salientes, referencias desplazadas o inclinadas, archivos históricos, medidas). Depresiones y deslizamientos de masas de roca y depósitos superficiales, su distribución, sus características geométricas, características topográficas y geológicas, edad y movimientos.

5.9 Fuentes de Información

En el proyecto y construcción de una presa, es indispensable un plano topográfico. Son necesarios para el diseño y construcción de una presa. Son necesarios para la exploración de los cimientos de la presa y para explorar los materiales para la construcción. La situación de las exploraciones bajo la superficie y las zonas geológicas pueden situarse sobre un mapa topográfico antes de preparar los mapas geológicos detallados. Antes de hacer el mapa, debe de realizarse una búsqueda de mapas existentes del embalse, el emplazamiento de la presa, y las zonas potenciales para coger materiales de construcción. Hay que preguntar a los Organismo Oficiales si disponen de mapas.

Además de los mapas topográficos publicados, hay información disponible, que puede de ser de gran ayuda a los ingenieros y geólogos, en las zonas en las que existen mapas. Los levantamientos topográficos de los ríos son muchas veces muy útiles. Son mapas de una banda que muestra el curso de un río y su topografía y características culturales cercanas. Los levantamientos topográficos se preparan junto a la clasificación de los terrenos públicos para desarrollos de fuentes de agua.

5.10 Planos Geológicos

De los planos geológicos se puede obtener una considerable información muy útil para el Ingeniero. Estos planos definen la clase de terreno geológico en que se haya situado el embalse y el emplazamiento de la presa. Las características de la roca son de gran importancia en la elección del emplazamiento de la presa y posteriormente en su proyecto. Las condiciones bajo la superficie pueden ser estimadas o interpretadas a partir de la información de los mapas geológicos. En los mapas geológicos, las rocas se identifican por sus características litológicas y por su edad geológica.

La extensión más pequeña de roca dibujada es generalmente una formación que se define como un estrato aislado o varios estratos de roca que se extienden en una gran superficie y que pueden ser claramente diferenciados de los estratos contiguos superiores o inferiores. La superficie ocupada por estas formaciones se indica en los planos geológicos por medio de abreviaturas, colores y distintivos símbolos. Las abreviaturas indican la formación y el período geológico. Además, los mapas geológicos normalmente suelen tener uno o más cortes geológicos que muestran la disposición de los distintos estratos en profundidad a lo largo de una línea arbitraria señalada sobre el mapa. Los cortes creados tan sólo con datos de la superficie no son tan precisos como los que se preparan a partir de los datos obtenidos por sondeos o excavaciones. Las secciones geológicas son estimadas y deben de ser utilizadas con precaución. Un mapa que muestre una vista en planta del lecho rocoso de un área también es un mapa geológico de la superficie. Estos mapas indican los límites de las formaciones visibles, así como la distribución probable de aquellas otras que están cubiertas por terreno vegetal o plantaciones. Excepto para indicar el espesor de depósitos aluviales, esta clase de planos no proporciona información sobre suelos o mantos no consolidados. En algunos mapas geológicos se diferencia entre los depósitos superficiales del área; indicándose la extensión de la zona visible, las características, la edad geológica de los materiales superficiales. Muchos mapas incluyen descripciones de las edades relativas y una breve descripción litológica de las unidades que aparecen en el mapa. Donde no existan descripciones, un geólogo con experiencia puede determinar sus características mediante analogías con otras zonas. Para una identificación litológica más segura y mayor detalle, debe consultarse la literatura geológica de toda la zona. Estudiando el mapa geológico básico, junto con los datos adicionales geológicos de esa zona, es posible preparar un mapa especial que interprete la geología en términos de las características ingenieriles. También se pueden obtener las características de la cimentación y condiciones de excavación, así como el agua superficial y freática del terreno a partir de los mapas geológicos.

Esta información es muy valiosa para la etapa de estudios previos, pero no sustituye a los estudios de campo que es necesario hacer en las fases subsiguientes. La descripción completa de las áreas que se muestran en estos mapas y las interpretaciones detalladas de la historia geológica suelen recopilarse en otras publicaciones. Varios mapas geológicos son de especial interés para los proyectistas de presas.

5.11 Sensores Remotos

Hay disponibles muchos métodos nuevos de sensores remotos para complementar el método estándar de fotografías en blanco y negro. Estas incluyen SLAR (Side-looking airborne radar), (radar aerotransportado en un lateral del avión), LANDSAT (satélite) grandes altitudes (normalmente U-2) y fotografías y datos de sensores tomados con pequeños ángulos del sol. Los datos de sensores remotos pueden incorporar información topográfica, geofísica, y geotérmica, utilizando imágenes térmicas y de colores fijos, las cuales pueden ser mejoradas con un ordenador. Una fotografía aérea es una imagen que representa una porción de la superficie terrestre tomada desde el aire. Puede ser una fotografía vertical, en la que el eje de la cámara es vertical, o casi vertical, o una fotografía oblicua, en la que el eje de la cámara es inclinado. Las fotografías muy oblicuas incluyen el horizonte; las poco oblicuas no. La fotografía vertical se suele utilizar como base de los mapas topográficos, mapas de suelos agrícolas, y mapas geológicos e interpretaciones. Exceptuando las zonas cubiertas por bosques densos, o sombras de las formaciones de la tierra que oscurecen grandes áreas a la vista, una fotografía aérea revelará en detalle las características de los elementos naturales o contruidos. La identificación de las características mostradas en la fotografía se realiza utilizando métodos estereoscópicos. Entonces, estas características se interpretan para un uso particular, como un mapa geológico, usos del suelo, o usos ingenieriles. Los conocimientos de geología y suelos ayudarán a la interpretación de las fotografías aéreas para usos ingenieriles. Las fotografías aéreas se suelen utilizar para situar

áreas que deben de ser examinadas y tomar muestras de campo y como sustitutos de mapas en la fase de valoración.

Cuando se encargan fotografías, hay que especificar el tamaño de las copias, la finalización en brillo o mate y la situación. También hay disponibles mosaicos aéreos de casi todas las zonas en estudio. Un mosaico es un ensamblaje de fotografías aéreas unidas y montadas para formar una representación continua de la superficie de la tierra. La interpretación de los datos de sensores remotos de los materiales del terreno y características geológicas requiere experiencia. El estudio incluye la posición del terreno, topografía, drenaje, erosión, tonos de color y manto vegetal. La interpretación se limita primordialmente a la superficie del terreno y a la inmediatamente debajo. Sin embargo, hay casos especiales donde las características de la fotografía permiten predicciones fiables de los materiales situados a profundidad bajo la superficie. Aunque la interpretación puede ser hecha a partir de cualquier fotografía buena, la escala es un factor limitativo porque las fotos pequeñas limitan la cantidad de información detallada que puede obtenerse. Normalmente, la escala 1:20000 es adecuada para interpretaciones geológicas o ingenieriles del terreno. Las fotografías a grandes escalas tienen aplicación en trabajos muy detallados, tales como la cubicación del embalse, y el reconocimiento geológico del punto de ubicación de la presa. Las fotografías aéreas pueden usarse para identificar ciertos tipos de terreno y formas. La inspección foto estereoscópica de una zona tomando nota particular de su topografía, características locales del terreno y condiciones de drenaje, bastará generalmente para la identificación de los tipos corrientes de terreno. Esto hace posible anticipar la clasificación del terreno y de los materiales rocosos y definir sus características dentro de un amplio margen.

Las características geológicas que pueden tener gran influencia en el emplazamiento o ejecución de obras de ingeniería pueden determinarse a veces por fotografías aéreas. En la mayoría de los casos, estas características se identifican más rápidamente en las fotografías sobre el terreno.

Debe tenerse en cuenta, embargo, que la interpretación de una fotografía aérea es aplicable solamente aquellas características que se plasman en expresiones de superficie identificables, como sistemas hidrográficos y alineaciones de cordilleras o valles. Las diaclasas, corrimientos, fallas, pliegues y otras características se identifican rápidamente a veces en una fotografía aérea y no obstante puede ser difícil identificarlos sobre el terreno. Sin embargo, todas las interpretaciones derivadas de datos remotos deben de ser verificadas en el campo. Los elementos identificados con elementos remotos son importantes para la localización del emplazamiento de una presa o de sus obras complementarias. La configuración general, estratificación y juntas de estratos, así como la presencia de intrusiones o diques, puede ser detectada también a partir de fotografías aéreas. Estos datos son valiosos cuando aparece la posibilidad de corrimientos en los desmontes realizados y de pérdidas por filtración en el embalse.

5.12 Exploración de Superficie

Se ha encontrado muchas veces una relación entre los rasgos topográficos o de forma del terreno y las características del subsuelo. Por lo tanto, la habilidad para averiguar las características del terreno en planos, en fotografías aéreas o durante el reconocimiento de campo, junto con una idea elemental de los procesos geológicos, pueden ser de gran utilidad para localizar canteras de materiales de construcción y para hacer una estimación de las condiciones de cimentación. Los mecanismos que forman los suelos son las acciones del agua, del hielo y del aire en los suelos transportados, y la acción mecánico química de la intemperie en los suelos residuales. Para los suelos transportados cada uno de los agentes citados tiende a producir un grupo de formas típicas del suelo modificado en algunos sitios por la naturaleza de las rocas matrices. Los suelos que se encuentran en emplazamientos configuraciones generalmente, las mismas propiedades físicas.

La ingeniería geológica y el ingeniero responsable de la cimentación y de la investigación de los materiales de construcción de pequeñas presas debe de estar familiarizado similar y con parecidas, tienen, con cada configuración del terreno y los suelos que normalmente llevan asociados. Esta experiencia es de gran utilidad durante la etapa de estudios previos y muy útil para saber hasta dónde ha de llegar durante las fases de viabilidad y de redacción del Pliego de Condiciones.

5.13 Suelos Fluviales-Lacustre

- a. Definición: Suelos cuyas propiedades están influidas fundamentalmente por la acción del agua, denominados suelos fluviales cuando están asociados a agua en movimiento como son arroyos y ríos, y suelos lacustres cuando están depositados en aguas quietas, como lagos y embalses. Frecuentemente, existe una clasificación que hace que los depósitos presenten una forma estratificada o lenticular. Los estratos pueden ser delgados o gruesos, pero el material dentro de cada estrato presentará poca dispersión en el tamaño de sus granos. Los tres tipos principales de suelos lacústrico-fluviales, que reflejan la velocidad que tenía el agua durante su decantación, son identificados como; los aluviones torrenciales, las terrazas fluviales y los sedimentos lacustres.
- b. Aluviones torrenciales: Las configuraciones típicas de este tipo presentan formas en cono y abanico. Varían mucho en su dimensión y carácter, desde los pequeños depósitos en pendientes pronunciadas de fragmentos de roca de gran tamaño, a los aluviones de grano fino en terreno llano con poca pendiente, con un área muy extensa. La decantación se debe a la reducción brusca del gradiente al pasar de un terreno montañoso a un valle o llanura adyacente. El material más grueso se deposita primero y, por lo tanto, se encuentra en la zona de mayor pendiente del abanico, mientras que el más fino llega hasta los bordes exteriores.

En climas áridos, donde predomina la meteorización mecánica sobre la química, los conos y abanicos se componen de fragmentos de roca, grava, arena y limo. En climas húmedos, donde las laderas son menos escarpadas, es de esperar que el sedimento contenga mucha más cantidad de arena, limo y arcilla. Las arenas y gravas de estos depósitos son, generalmente, de forma subredonda o subangular, lo que refleja las cortas distancias que han recorrido, presentando los depósitos solamente una estratificación incipiente. Los depósitos de este tipo se utilizan normalmente como canteras de arena y grava, como zonas de préstamos para el material permeable o k semipermeable empleado en el cuerpo de la presa y como lugar de extracción de áridos para fabricar hormigón. La probable presencia de bolos suele limitar su utilidad en algunos tipos de relleno. Los suelos son normalmente de granulometría discontinua, es decir, clasificados como GP o SP. Como los depósitos de este tipo se consolidan solamente por su propio peso, deben sufrir un asiento previo a su utilización como cimiento de una estructura. Normalmente, los depósitos de aluviones torrenciales no proporcionan buenos estribos. Si es necesario ubicar una presa en la proximidad de uno de estos depósitos, debe situarse en el borde de aguas arriba del depósito.

- c. Terrazas fluviales: Las terrazas fluviales o depósitos de sedimentación plana, tienen, generalmente un mayor contenido de finos y están más estratificados y mejor clasificados que los aluviones torrenciales; en estos la variación en el tamaño de los granos depende principalmente del caudal y de la pendiente de la corriente. La superficie de estos depósitos fluviales es casi plana; la naturaleza de los materiales del depósito se deduce de las características de la corriente; los cursos trenzados suponen la presencia de limo, arena y grava, mientras que las corrientes que forman meandros en valles anchos dan lugar a suelos de grano fino (limos y arcillas). Los depósitos en llanuras fluviales de arena y grava son canteras de áridos para hormigones y de materiales granulares para terraplenes.

Los suelos de los distintos estratos de los depósitos fluviales pueden ser tanto permeables como impermeables y, por lo tanto, la permeabilidad del material depende mucho de la profundidad a la que se haga la excavación. La presencia de una capa freática alta es la mayor dificultad en la utilización de estos depósitos, especialmente como fuente de material impermeable. Por otra parte, la remoción del terreno del vaso aguas arriba del emplazamiento de la presa puede no ser aconsejable cuando no sea posible disponer una pantalla impermeable en la cimentación. Cuando se piense utilizar como zona de préstamos un depósito situado en el río, aguas abajo de la presa, hay que tener en cuenta que esta operación puede cambiar las características del cauce y que, por lo tanto, el vertedero y las obras de desagüe se han de proyectar para las nuevas condiciones del cauce. Si se van a cambiar las condiciones de aguas abajo, la excavación debe dejar un cauce previamente establecido que debe ser totalmente definido en el Pliego de Condiciones. Los depósitos fluviales como terreno para cimientos de presas han dado resultados muy discrepantes. Las dificultades que pueden encontrarse son: capa freática alta, la gran variación de las propiedades del suelo, las filtraciones, asentos y baja resistencia a esfuerzo cortante. Aunque los depósitos de acarreo, generalmente son aceptables como cimientos en presas de poca altura, deben estudiarse cuidadosamente durante la etapa de viabilidad su profundidad y características. Un tipo importante de depósito fluvial es la terraza, que representa la formación inicial del valle dentro del cual el río se ha encauzado posteriormente. Los restos de estos depósitos se reconocen por sus cimas planas y caras escarpadas, que generalmente persisten en una gran parte del valle. El examen de las partes erosionadas facilita la clasificación y descripción de los depósitos, y la red de desagüe superficial permite tener una idea de su permeabilidad relativa. Un terreno bien drenado apenas presenta canales laterales de erosión, mientras que las arcillas impermeables presentan muchas gargantas laterales.

La grava y la arena de las terrazas se sedimentaron en tiempos geológicos. Generalmente las arenas y gravas de estas terrazas están estratificadas, tienen una buena granulometría y son excelentes como canteras de material de construcción.

- d. Sedimentos lacustres: Los depósitos lacustres son el resultado de una sedimentación en aguas tranquilas. Excepto en la proximidad de los bordes de los depósitos, donde las influencias aluviales pueden ser importantes, el terreno suele estar compuesto de limos de grano fino y arcillas. La estratificación se suele manifestar en capas tan delgadas que da la impresión de una estructura en masa. Los depósitos lacustres se reconocen por su superficie plana rodeada por terrenos más altos. El material que los compone es generalmente impermeable compresible y con una resistencia muy pequeña al esfuerzo cortante. Se emplean principalmente en núcleos impermeables de presas de tierra. En general es un problema controlar la humedad en estos suelos, ya que es muy difícil cambiar su contenido en agua. De estos terrenos se puede decir, casi con seguridad, que serían malos cimientos de presas. El estudio de su empleo como cimiento se sale de los límites de este texto y cuando se intente abordar el problema debe recurrirse a ensayos especiales de campo y de laboratorio.

5.14 Depósitos Eólicos

Los suelos depositados por el viento se denominan depósitos eólicos. Los dos tipos principales fácilmente reconocibles son las dunas de arena y el loess. Las dunas son colinas de poca altura y forma alargada o a veces de media luna, con pendientes suaves a barlovento y fuertes a sotavento de los vientos predominantes. Normalmente estos depósitos tienen muy poca vegetación, el terreno es muy rico en cuarzo. Sus características se limitan a: la granulometría, que es la de la arena fina o media; no tienen cohesión; permeabilidad ligeramente alta y poca compresibilidad. Generalmente se clasifican en el grupo SP o SM del USCS.

Los depósitos de loess (polvo arrastrado por el viento), cubren grandes extensiones en regiones planas de la zona templada y tienen una notable capacidad para mantenerse con taludes verticales. El loess consta principalmente de partículas angulares de limo o arena fina, con una pequeña cantidad de arcilla que cementa los granos. En su estado natural, los verdaderos loess tienen una característica estructural, consistente en los agujeros dejados por pequeñas raíces verticales, que los hacen moderadamente permeables en esa dirección. Aunque de baja densidad, los suelos de loess secos tienen una alta resistencia debida a la arcilla cementante, pero pueden perder la resistencia con facilidad y desmoronarse cuando se humedecen. Una remoldeados moderadamente compresibles y de baja cohesión. Normalmente entran dentro del grupo ML o en el grupo límite ML-CL del USCS. Los depósitos eólicos son normalmente no aceptables como cimientos de presas, y deben evitarse siempre que sea posible. No obstante, pueden usarse, cuando el resultado de un detenido estudio, así lo aconseje. A tal fin, una característica de primordial importancia es la determinación de su densidad "in situ" para evaluar su utilización como cimiento de estructuras.

5.15 Suelos Residuales

Conforme aumenta la acción de los agentes atmosféricos, los fragmentos de roca se reducen gradualmente de tamaño hasta que todo el material asume las características de un suelo. Es imposible definir con exactitud la línea de división entre roca y suelo residual, pero desde el punto de vista del Ingeniero, se puede considerar que suelo es el terreno que se puede remover con los métodos corrientes de excavación. Una característica distinta de muchos suelos residuales es que sus granos son angulares pero suaves. La manipulación del material durante la construcción reduce apreciablemente el tamaño de sus partículas lo que hace difícil predecir su comportamiento mediante ensayos de laboratorio. Tienen también el inconveniente de que se producen asentos y cambios de sus características después de utilizados.

En consecuencia, es mejor evitar los suelos residuales si se pueden emplear otros de diferente tipo. Es difícil reconocer y clasificar los suelos residuales basándose en su configuración topográfica. Se presentan en cualquier sitio en que no sean identificables por sus formas características los demás tipos de depósitos, y donde el terreno no sea claramente roca. Los tamaño de sus partículas lo que hace difícil predecir su comportamiento mediante ensayos de laboratorio. Tienen también el inconveniente de que se producen asientos y cambios de sus características después de utilizados. En consecuencia, es mejor evitar los suelos residuales si se pueden emplear otros de diferente tipo. Es difícil reconocer y clasificar los suelos residuales basándose en su configuración topográfica. Se presentan en cualquier sitio en que no sean identificables por sus formas características los demás tipos de depósitos, y donde el terreno no sea claramente roca.

5.16 Métodos de Exploración Geofísica

Los métodos de campo geofísicos se han utilizado para las investigaciones de ingenieros civiles desde los años 20, cuando las campañas de campo sísmicas y de resistividades eléctricas se empezaron a utilizar en los estudios de los emplazamientos de las presas. En la Basílica de San Pedro se realizó una campaña de campo sísmica en los años 50 para localizar las catacumbas excavadas, antes de llevar a cabo un proyecto de renovación. Con la llegada de la industria nuclear, fue necesario el estudio detallado de los emplazamientos. Parte de esas investigaciones se llevaron a cabo con estudios geofísicos. Los estudios geofísicos iniciales llevados a cabo en los emplazamientos de centrales nucleares atrajeron la atención de los ingenieros civiles y de la Nuclear Regulatory Commission, hasta tal punto que los estudios geofísicos son exigidos por ley para ese tipo de investigaciones. Una consecuencia directa de esa utilización fue una mayor aceptación por parte de los ingenieros civiles de los estudios geofísicos.

Los estudios geofísicos son actualmente utilizados casi de forma rutinaria para completar las investigaciones geológicas y proporcionar información de los parámetros del emplazamiento (por ejemplo, las propiedades dinámicas “in situ”, los valores de protección catódica, la profundidad de la roca) que en algunos casos no pueden ser obtenidos con otros métodos. Además, donde los parámetros del emplazamiento puedan ser hallados con otros medios (por ejemplo, ensayos de laboratorio), los valores obtenidos de los estudios geofísicos son también útiles para comprobarlos. Todas las técnicas geofísicas se basan en los contrastes en las diferentes propiedades físicas de los materiales. Si no existen esos contrastes, los métodos físicos no funcionarán. Esos contrastes tienen los rangos acordes a las diferentes velocidades acústicas debidas a las propiedades eléctricas de los materiales. Los métodos sísmicos, reflexión y refracción, dependen del contraste de las velocidades de las ondas de compresión o las de corte de los diferentes materiales. Los métodos eléctricos dependen de las diferencias en las resistencias eléctricas. Las diferencias en los pesos específicos de los diferentes materiales permiten utilizar métodos gravitacionales en algunos estudios. Las diferencias en la susceptibilidad magnética de los diferentes materiales permiten realizar estudios magnéticos en otras investigaciones.

Finalmente, las diferencias en las magnitudes de las corrientes eléctricas naturales en la tierra pueden ser detectadas por los estudios SP (autopotencial). Los estudios geofísicos, basados en la detección y medidas de esas diferencias, pueden ser diseñados para ayudar a los geólogos e ingenieros en las investigaciones geotécnicas. La refracción sísmica se utiliza para determinar la profundidad de la roca y proporcionar información de las ondas de compresión y cortantes de los depósitos superficiales que están sobre la roca. Esta información sobre la velocidad puede usarse también para calcular las propiedades dinámicas de esas unidades. Los estudios de la resistividad eléctrica pueden usarse para determinar la profundidad de la roca (si no existiera diferencia en la velocidad del sonido) y las propiedades eléctricas de la roca y los depósitos superficiales. Sin embargo, los métodos de resistividad no proporcionan información de las

propiedades dinámicas de esas unidades. Los métodos de resistividad han demostrado ser útiles para dibujar las áreas de contaminación de un suelo y una roca, y para delimitar acuíferos. Los métodos gravitacionales y magnéticos no se utilizan tanto como los sísmicos o de resistividad en las investigaciones geotécnicas, pero esos métodos se han utilizado para localizar instalaciones subterráneas (magnéticas) y para determinar el éxito de programas de inyecciones (gravitacionales). Los estudios del autopotencial se han usado para dibujar mapas de filtraciones de presas y embalses. Las campañas geofísicas pueden usarse en bastantes investigaciones geotécnicas. Con un conocimiento básico de los métodos geofísicos disponibles y los problemas ingenieriles a resolver, pueden diseñarse programas geofísicos para investigaciones geotécnicas. Los métodos geotécnicos proporcionan información indirecta para determinar las características de los materiales bajo la superficie. En este sentido, es importante que los resultados de las campañas geofísicas puedan ser integrados con los resultados de las observaciones y las investigaciones directas. Sólo de esa forma se puede interpretar correctamente los métodos geofísicos. Cada tipo de método geofísico tiene su utilidad y sus limitaciones (en los siguientes apartados se incluye más información). Quizás la mayor limitación es el uso de personal que no esté familiarizado con los métodos geofísicos a planificar, llevar a cabo e interpretar los resultados. En algunos casos, esta limitación puede ser superada y en algunos casos, personal no cualificado puede llevar a cabo las campañas en el campo.

5.17 Técnicas Superficiales Geofísicas

En los siguientes párrafos se incluye una breve descripción de las técnicas geofísicas existentes. Cada descripción incluye la aplicación y el equipamiento necesario en cada tipo de campaña.

- a) Métodos de Refracción Sísmica.- Las campañas de refracción sísmica se llevan a cabo para determinar las velocidades de las ondas de compresión de los materiales que hay desde la superficie del suelo hasta una profundidad determinada.

Para la mayoría de las campañas ingenieriles, la máxima profundidad de investigación es especificada de acuerdo a la naturaleza del proyecto. En muchos casos, el objetivo de la campaña de refracción sísmica es determinar la configuración de la superficie rocosa y las velocidades de las ondas de compresión de los depósitos superficiales. La roca puede ser definida en términos de la velocidad de su onda de compresión. La información obtenida de la refracción sísmica puede ser usada para calcular las profundidades de varias capas profundas y su configuración. El espesor de esas capas y la diferencia de velocidades entre capas determinan la eficacia de las campañas sísmicas de refracción. Estos parámetros también determinan la precisión de los resultados. Las campañas de refracción sísmica no definen todas las velocidades de las ondas de compresión de todas las capas.

1. Aplicaciones: Las campañas de refracción sísmicas han sido utilizadas en muchos programas de exploración e investigaciones geotécnicas. Las campañas de refracción sísmicas son usualmente utilizadas en los estudios de cimentación para proyectos de construcción y en estudios del emplazamiento, investigaciones de fallas, análisis de seguridad de presas, estudios de alineaciones de túneles, y estudios de excavabilidad.
2. Equipos: Los equipos básicos utilizados para los trabajos de refracción sísmica consisten en un amplificador sísmico, un receptor (oscilográfico o un osciloscópio) y un traductor (geófono). Dependiendo del alcance del trabajo, puede ser necesario un canal único (un geófono) o un sistema de multicanales. La mayoría de los equipos fabricados desde 1972 utilizan amplificadores de señal electrónicos. Esta técnica permite limitar la repetición de energía de la fuente sísmica para eliminar los efectos no deseados del ruido del ambiente. Para casi todas las investigaciones ingenieriles, los equipos de 1 a 24 canales son suficientes.

Para operaciones a gran escala que necesiten investigaciones más detalladas, pueden utilizarse los equipos de 48 a 1024 canales. Los equipos de más canales necesitan más personal para las operaciones en campo y no son tan fácilmente transportables. Los geófonos pequeños se usan para detectar la energía sísmica. Esos geófonos están disponibles en muchas frecuencias diferentes, y la frecuencia elegida para una campaña en particular dependerá de los objetivos de esa campaña. La frecuencia normal de los geófonos que se usan en la mayoría de los trabajos de refracción es de 14 hertz (c/s).

Los geófonos se conectan a los amplificadores sísmicos por medio de un cable de tierra. En los equipos multicanales, los geófonos se suelen conectar a un cable con diferentes puntos de conexión, llamados “tomas”, que se pueden hacer en el cable a diferentes intervalos, dependiendo del espaciado que sea necesario. En la práctica normal, el espaciado de las tomas queda especificado por el fabricante cuando se encarga el cable, y suele ser constante a lo largo del cable. Para una campaña de refracción del tipo ingenieril, no se suelen usar más de 12 a 24 geófonos por cable. Otros equipos que se usan para la refracción sísmica pueden incluir una máquina para detonar explosivos, un grabador magnético para grabar los datos sísmicos para procesarlos con un ordenador, radios de dos direcciones, equipos de campo para proporcionar el control topográfico a lo largo de la alineación de los geófonos y los cables de detonación.

- b) Métodos de Reflexión Sísmica. – Los estudios de reflexión sísmica proporcionan información acerca de la estructura geológica de la tierra. No proporcionan una información tan precisa de las velocidades de las ondas de compresión como los métodos de refracción. Los estudios de reflexión sísmica han sido utilizados para investigaciones ingenieriles.

La información obtenida de la reflexión sísmica puede utilizarse para definir la geometría de las capas profundas y por lo tanto, obtener información de las fallas.

1. Aplicaciones: Las campañas de reflexión sísmica han sido usadas en muchas investigaciones ingenieriles para obtener información certera sobre la situación y tipos de fallas y la situación de túneles excavados. En algunos casos donde no es práctico usar las campañas de refracción sísmica, puede usarse la reflexión sísmica. Los estudios basados en reflexión sísmica de alta resolución poco profunda cada vez van tomando más importancia en las investigaciones de los ingenieros. La mayor parte del equipo necesario es portátil, y con la aparición de ordenadores pequeños, el procesamiento de la información se hace de una forma más sencilla. Cuando se usa correctamente, la reflexión sísmica, puede proporcionar alguna información que la refracción sísmica no puede, por ejemplo, información de la velocidad de retomo. Sin embargo, la información de la onda de compresión derivada de las campañas de reflexión puede no ser tan precisa como la de las de refracción. Las velocidades de la onda de compresión que se necesitan para el análisis de los datos de la reflexión sísmica puede obtenerse analizando con un ordenador los datos de reflexión, de las campañas de refracción, estudios de velocidades de ascenso, y el histórico de sonidos. Los métodos de reflexión sísmica han sido utilizados desde los años 20 en la exploración de erado. Con la aparición del CDP (Punto de igual profundidad), las técnicas de procesamiento con el ordenador y la digitalización de los datos de campo, las campañas de reflexión sísmica ahora dominan los métodos de exploración de crudo. La reflexión sísmica ahora se usa en el campo geotécnico, proporcionando datos de gran resolución de las capas profundas y la estructura geológica.

Estas campañas han sido usadas para estudios del emplazamiento en muchas instalaciones, incluyendo centrales nucleares, estudios de túneles para carreteras y estudios de fallas.

2. Equipamiento.- El equipamiento básico utilizado en las campañas de reflexión sísmica es muy similar a aquellos usados en las campañas de refracción sísmica. En algunos casos el equipo puede ser idéntico. Para las investigaciones ingenieriles civiles y estudios de agua subterránea, puede ser suficiente un pequeño equipo portátil de hasta 24 canales. Casi todos los datos de reflexión sísmica se graban en una cinta magnética, de forma que los datos de campo pueden ser volcados directamente a un ordenador para su procesamiento. Los equipos portátiles transportables pueden necesitar equipos de aire acondicionado si se trabaja en una zona de calor. Esto se suele hacer montando el equipo en una casa tipo campamento en la caja de un camión. Los equipos de reflexión portátiles más pequeños sujetos a la intemperie, deben de protegerse del sol directo, el calor, la humedad, el frío, y el polvo. Con los cuidados necesarios, esos pequeños equipos funcionarán tan bien como el equipo más grande, montado sobre la caja de un camión para las exploraciones petrolíferas. El mismo tipo de geófonos se utilizan en las campañas de reflexión y en las de refracción. Basándose en el diseño de la transmisión de la reflexión sísmica, pueden usarse un grupo de geófonos como una sola estación para filtrar todos los ruidos y ondas no deseadas. Los datos de este grupo de geófonos se suman y se usan como uno sólo. A modo de ejemplo, un cable con 12 puntos de toma de datos puede ser utilizado para grabar las respuestas de 12 grupos de geófonos, cada uno de ellos agrupando 6 geófonos. Los cables de tierra utilizados en grandes operaciones de reflexión pueden ser diferentes de los utilizados en pequeñas operaciones.

3. Mientras que los cables estándares tienen 12 puntos de toma de datos, los cables especiales de reflexión (de datos) pueden tener 2 o 3 puntos. Una serie de esos cables de datos pueden conectarse entre sí con unos conectores especiales. Además de transmitir los datos de los geófonos a los amplificadores, también pueden cambiarse la posición de los geófonos en el cable utilizando un interruptor. El uso de esos interruptores permite al operador grabar un elevado número de canales (geófonos) y automáticamente adelanta la posición de los geófonos a lo largo del cable para preparar la siguiente grabación. Esto, por supuesto asume que un número suficiente de geófonos (grupo) se han colocado en el terreno y conectado a los cables de datos.

Otra parte del equipo utilizado en las campañas de reflexión sísmica es una máquina de detonación para detonar explosivos o vibradores (pequeños, portátiles, o sobre camión) para funcionar como fuente de energía. El de vibradores requiere relacionar la señal de salida de la fuente sísmica con la respuesta del geófono. La mayoría de las energías sísmicas se detonan o activan con sistemas de radio bidireccionales.

- c) Métodos de Ondas de Corte. Las ondas de corte viajan a través del medio a menor velocidad que las de compresión. Por lo tanto, la llegada de las ondas de corte ocurre después de las de compresión en los sismogramas, o se graban como una segunda llegada. Otros tipos de segundas llegadas se deben a reflexiones, combinaciones de reflexiones y refracciones, y ondas de superficie. Para identificar la llegada de las ondas de corte, se utilizan campañas especiales (técnicas de campo). Estas campañas se diseñan para eliminar las ondas de compresión y las llegadas secundarias no deseadas y amplificar las ondas de corte.

1. Aplicaciones: En los estudios ingenieriles, las velocidades de las ondas de corte son importantes porque pueden proporcionar información de las propiedades dinámicas del material “in situ”.

La velocidad de la onda de corte puede hallarse partiendo de la campaña de refracción, de la velocidad de las ondas de corte, de las campañas de ondas de corte, y el peso unitario del análisis geofísico, de los testigos o de los ensayos de laboratorio. Los métodos de las ondas de corte se utilizan para campañas de exploración ingenieriles y de petróleo o gas. Como las ondas de corte son más lentas que las de compresión, las campañas de ondas de corte pueden, en algunas ocasiones, proporcionar mejor información de las condiciones del subsuelo que las campañas de las ondas de compresión (por reflexión).

2. Equipos. Los equipos utilizados en las campañas de refracción y reflexión sísmicas también pueden usarse en las campañas de reflexión y refracción de las ondas de corte. Sin embargo, los geófonos orientados horizontalmente se utilizan para grabar la llegada de las ondas de corte. Estos geófonos tienen una frecuencia natural menor que los geófonos utilizados en las campañas normales de refracción-reflexión.
- d) Ondas superficiales: Las campañas de ondas superficiales se diseñan para producir y grabar las ondas superficiales y sus características. Las ondas superficiales, que viajan a lo largo de los bordes de los diferentes materiales, son las ondas sísmicas más lentas. Como hay cuatro tipos diferentes de ondas superficiales, no hay que grabarlas, si no también determinar sus características. Normalmente, las ondas de superficie se filtran de los datos sísmicos o se ignoran. El término “ground roll” utilizado en exploraciones petrolíferas hace referencia a las ondas superficiales. Hay que tener especial cuidado en las campañas de reflexión sísmica para filtrar las ondas superficiales, ya que pueden interferir con las reflexiones deseadas. Las ondas superficiales se crean por las interferencias constructivas y destructivas de la refracción y reflexión de las ondas sísmicas. Además de tener velocidades menores, las ondas superficiales tienen las menores frecuencias y las mayores amplitudes que el resto de

ondas sísmicas. Las ondas superficiales que viajan a lo largo de los bordes interiores de un cuerpo se denominan ondas de Stonley. Los otros tipos de ondas superficiales se denominan de Rayleigh, ondas hidrodinámicas y ondas de Love.

1. Aplicaciones: La principal aplicación de la campaña de ondas superficiales, en las investigaciones geotécnicas, es para determinar el tipo y las características de las ondas superficiales que pueden existir en un lugar dado. Esta información es útil para determinar las mejores frecuencias para el emplazamiento y para el análisis del diseño para terremotos.
 2. Equipos: Los cables y amplificadores utilizados en las campañas de refracción normales también pueden usarse en las campañas de ondas superficiales. Normalmente, si están disponibles, se utilizan geófonos especiales. Estos geófonos tienen tres componentes: vertical, horizontal transversal, y horizontal radial (transversal y radial se refieren a la orientación del geófono respecto a la fuente de la energía sísmica). Los geófonos de ondas superficiales tienen frecuencias menores (de 1 a 5 Hz) que los geófonos de ondas normales de refracción y reflexión. Si estos geófonos no están disponibles, se pueden usar los geófonos normales pero con cuidados especiales. Los geófonos verticales pueden usarse como el componente vertical, y los horizontales (como el usado en las campañas superficiales) pueden usarse componentes radiales y transversales.
- e) Métodos de vibración. Las campañas de vibración se usan para medir los niveles de vibración provocados por medios mecánicos o explosiones. Una vez determinados esos niveles, se pueden diseñar procedimientos para reducir la posibilidad de daños por vibraciones.
1. Aplicaciones- Las campañas de vibraciones se hacen junto a las de extracción, durante las excavaciones, para medir los efectos del

tráfico en equipos sensibles, y para medir los efectos de los aviones (vibraciones sónicas) en las áreas urbanas y en los edificios históricos. Muchas instalaciones de fabricación e investigación contienen equipos extremadamente sensibles con tolerancias a las vibraciones específicamente limitadas. En el caso de construcciones cercanas, las campañas de vibración pueden ser útiles para determinar los límites exactos de las fuentes de vibración permisibles y diseñar procedimientos para reducir los niveles de vibración y mantener el progreso de los trabajos. La misma campaña de vibración puede ser usada en las operaciones de extracción para reducir los niveles de vibración y limitar la rotura y fragmentación de la roca.

2. Equipos: Hay varias empresas que fabrican equipos diseñados específicamente para las campañas de vibración. Casi todos los equipos son similares, ya que todos están formados por un geófono especial, un amplificador, y un papel para escribir los resultados, y puede tener una cinta magnética opcional y un medidor de sonido. Los geófonos tienen tres componentes, geófonos de baja frecuencia, parecidos (o iguales) a los utilizados en las campañas de ondas superficiales. La mayoría de los equipos pueden grabar movimientos del terreno desde el punto de vista del desplazamiento de partículas, velocidad, o aceleración. Algunos equipos sólo graban en cinta magnética, la cual hay que enviarla al fabricante para que interprete los registros.
- f) Métodos de perfiles de Resistividad Eléctrica: Los perfiles de Resistividad Eléctrica se basan en la medición de los cambios laterales de las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo. La resistividad eléctrica de cualquier material depende de su porosidad y la salinidad del agua que tiene en sus poros.

Aunque la resistividad eléctrica de un material puede no ser representativa de ese material, algunos materiales pueden clasificarse conociendo los rangos de sus resistividades eléctricas. Todas las técnicas de medición de la resistividad eléctrica se basan en transmitir al terreno una corriente de intensidad conocida, a través de dos (o más) electrodos. La separación entre esos electrodos depende del tipo de campaña que se realice y la profundidad a la que se va a estudiar el terreno. El potencial eléctrico del campo que se produce por la aplicación de la corriente, se mide entre dos (o más) electrodos en varios puntos. Como se conoce la corriente y se puede medir el potencial, se puede calcular la resistencia aparente.

1. Aplicaciones: Los perfiles de Resistencia Eléctrica se utilizan para detectar cambios laterales en las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo, normalmente a una profundidad específica. Esta técnica se ha utilizado para hacer desde un mapa de la extensión de un depósito de arena y grava, obtener información para una protección catódica de instalaciones enterradas, hacer un mapa de la extensión de contaminación (en estudios de vertidos tóxicos), hasta para estudios de fallas.
2. Equipos.- La mayoría de los equipos de medida de la resistencia eléctrica consisten en un transmisor de corriente, un receptor (para medir el potencial resultante), dos (o más) electrodos de corriente y dos (o más) electrodos de potencial. Hay dos tipos de transmisores de corriente disponibles: transmisores de corriente continua y de corriente alterna. Los transmisores de corriente continua se alimentan con pilas o baterías níquel-cadmio, su salida es limitada; sin embargo, son fácilmente transportables al emplazamiento. Los transmisores de corriente alterna tienen un rango de salida más amplio, y por lo tanto, pueden alcanzar mayores profundidades.

Sin embargo, no son muy transportables, porque necesitan un generador como fuente de alimentación. Las últimas innovaciones en los diseños de transmisores incluyen el uso de corriente continua en pulsos. Este sistema, de hecho, actúa como un amplificador de señal. La mayoría de los electrodos de potencial y de corriente son metálicos, normalmente de acero inoxidable o de acero con un baño de cobre. Donde existan corrientes naturales en el terreno, o reacciones electroquímicas que puedan afectar al potencial en los electrodos, deben usarse electrodos no polarizables para medir el potencial resultante debido a la corriente aplicada. Estos electrodos no polarizables consisten en un recipiente de plástico o de cerámica con un fondo poroso sin cubrición. Este recipiente se llena con una solución metálica salina que está en contacto con una barra del mismo metal. Normalmente se usan sales de sulfato de cobre con una barra de cobre. Los electrodos se conectan al transmisor y al receptor con cables, los cuales normalmente están enrollados en pequeñas bobinas portátiles.

- g) Sondeos de Resistencia Eléctrica: Los sondeos de Resistencia Eléctrica se basan en la medida de los cambios en vertical de las propiedades eléctricas de los materiales en el subsuelo. A diferencia de los perfiles de resistencia, en los que la separación de los electrodos es fija, el espaciamiento utilizado para los sondeos de la resistencia es variable, manteniéndose fijo el electrodo central. La profundidad de análisis se incrementa a medida que se amplía el espaciamiento de los electrodos, por lo cual, los sondeos de resistividad se utilizan para estudiar variaciones de la resistencia con la profundidad.

1. Aplicaciones: Los sondeos de resistencia eléctrica suelen denominarse “Sondeos Eléctricos verticales”, y se suelen usar para delimitar acuíferos y bolsas de agua en estudios de aguas

subterráneas. Se han utilizado para delimitar los suelos rocosos, donde puede no haber suficiente contraste en la velocidad para permitir campañas sísmicas.

2. Equipos: Los equipos usados en los sondeos eléctricos verticales son idénticos a los usados en los perfiles de resistencia eléctrica. Para estudios a poca profanidad, normalmente es suficiente un transmisor de corriente continúa; mientras que para estudios de mayor profundidad puede ser necesario un transmisor de corriente alterna.

h) Resistencia eléctrica, Campañas de Dipolo-Dipolo: Las campañas de dipolo dipolo se refieren a las de orientación de los electrodos, donde una pareja de electrodos de potencial se sitúan en cualquier posición respecto a una pareja de electrodos de corriente. Cuando los electrodos de comente y de potencial alinean, se denomina línea de dipolos axiales. Los electrodos de corriente se separan de los de potencial un intervalo n , que es un múltiplo de la separación de los electrodos de potencial y de corriente. Normalmente, la separación entre los electrodos de corriente y potenciales será la misma. Los dipolos-dipolos se utilizan para determinar los cambios laterales y verticales de las propiedades eléctricas de los materiales del subsuelo a lo largo de una dirección.

1. Aplicaciones: Los dipolos-dipolos tienen aplicaciones limitadas en la ingeniería y la geofísica de las aguas subterráneas. Este tipo de alineación de electrodos ha sido utilizado principalmente en exploraciones minaras y geotérmicas. Sin embargo, ha sido utilizados en estudios para delimitar minas abandonadas, hacer mapas de los límites entre agua dulce y salada, y mapas de canales de arroyos subterráneos.
2. Equipos: Los equipos utilizados en las campañas de dipolos son prácticamente iguales a los usados en otros tipos de campañas de

resistencia. Sin embargo, como los electrodos de potencial y los de corriente son separados, es preferible tener el transmisor y el receptor como unidades independientes. Se necesitan menos cables que para otros tipos de campañas de resistencia, porque sólo se necesitan los cables para conectar los electrodos de corriente y para conectar los electrodos de potencial. Dado que la distancia que separa los electrodos de corriente y de potencial puede ser grande, normalmente las campañas de dipolo-dipolo necesitan más energía de transmisión que los sondeos de resistencia o de perfiles, por lo tanto, puede ser necesario un generador para el transmisor.

- i) Perfiles de Conductividad Electromagnética.- Las campañas EM (Electromagnéticas) utilizan campos electromagnéticos de baja frecuencia, variables en el tiempo, inducidos en la tierra. Básicamente, se trata de un transmisor, un receptor y un conductor enterrado que se unen mediante un circuito eléctrico a través de una inducción electromagnética. Las características de propagación y atenuación de las ondas electromagnéticas en el emplazamiento pueden permitir interpretar las conductividades eléctricas de los materiales en el subsuelo. Dado que la conductividad eléctrica es la recíproca de la resistencia eléctrica, las campañas electromagnéticas también se usan para proporcionar información de la resistencia eléctrica de los materiales del subsuelo. Los perfiles de campañas de conductividad electromagnética se usan específicamente para determinar los cambios laterales en la conductividad de los materiales en el subsuelo.

- 1. Aplicaciones: Las campañas EM también se han usado recientemente en investigaciones ingenieriles y de aguas subterráneas. Además, también se han utilizado en ocasiones para localizar tuberías y cables enterrados.

2. Equipo: Las técnicas de campañas EM requieren de equipos sofisticados, que incluyen una bobina transmisora que induce corriente al terreno. La bobina receptora percibe el campo magnético generado por la corriente inducida y el campo primario generado por el transmisor. Bajo ciertas limitaciones, el ratio del campo secundario inducido frente al campo primario es proporcional a la conductividad del terreno. Hay dos tipos de sistemas: Espaciado de bobinas fijo y variable. El espaciado de bobinas determina la profundidad del estudio. Los equipos de bobinas a espaciado constante pueden ser operados por una sola persona, pero debido a que las bobinas son pequeñas, este espaciado sólo se puede usar en campañas poco profundas. Otro equipo puede usarse a diferentes espaciados, y por lo tanto, pueden usarse para estudiar materiales a varias profundidades. Las profundidades, sin embargo, se limitan a un rango preseleccionado que se basa en las restricciones de ajuste de las bobinas y otras condiciones que deben de cumplirse para mantener la relación lineal de las conectividades en el emplazamiento.
- j) Métodos de Sondeos de Conductividad Electromagnética: Los principios en los que se basan las campañas EM se han comentado en los párrafos anteriores. Las campañas de sondeos electromagnéticos se utilizan para determinar los cambios en vertical de las conductividades de los materiales de la superficie.
1. Aplicaciones: Las campanas de sondeos electromagnéticos se han utilizado para delimitar las áreas de penetración de hielo, para localizar depósitos de grava, para hacer mapas topográficos del suelo rocoso, y para proporcionar información geológica general. Los sondeos EM y las campañas de perfiles también se han utilizado en estudios de fallas.

2. Equipos: Los equipos utilizados en las campañas de sondeo EM son los mismos que los usados en las campañas de perfiles EM. Se necesitan equipos menos sofisticados para investigaciones poco profundas que para investigaciones a gran profundidad.
- k) Geo-radar: Los estudios realizados con geo-radar tienen las mismas características que los sísmicos. Sin embargo, la profundidad de las investigaciones hechas con radar es menos profunda que las sísmicas. Sin embargo, esta desventaja es parcialmente compensada porque las técnicas de radar proporcionan mucha más resolución.
1. Aplicaciones: Las campañas con geo-radar pueden usarse para una variedad de aplicaciones ingenieriles poco profundas, incluyendo la localización de tuberías u otros objetos enterrados, mapas de alta resolución de la geología cercana a la superficie, situación de cavidades cercanas a la superficie, y la localización y determinación del sifonamiento provocado por filtraciones y pérdidas en presas. Sin embargo, estas aplicaciones quedan limitadas por la poca penetración que se alcanza con las altas frecuencias del radar. Los limos, arcillas, sales, agua salada, el nivel freático, y cualquier otro material conductor en el subsuelo restringirá enormemente o incluso impedirá el paso de los pulsos del radar a mayor profundidad.
 2. Equipos: Hay sólo dos o tres empresas que fabriquen equipos de geo-radares en este momento, y pocos contratistas ofrecen esos servicios. Por lo tanto, en la actualidad las alternativas para conseguir equipos y contratar servicios son limitadas. El equipo consiste en una antena/receptor, una unidad de control/señal de procesamiento, y varios accesorios, como una cinta grabadora y analizadores especiales. Normalmente, este equipo se suele operar desde un vehículo, excepto la antena/receptor, que puede ser cargada encima del vehículo o empujada manualmente.

- l) Métodos de autopotencial: El autopotencial también denominado potencial espontáneo, o potencial natural, es el potencial eléctrico natural que tiene la tierra. Este potencial aparece por muchas causas, que pueden ser clasificadas en dos grupos (excluyendo las debidas por acción del hombre):
- Potenciales de mineralización, que son fundamentalmente el resultado de la concentración de pilas químicas formadas cuando depósitos minerales conductivos, como el grafito o el sulfito, son alcanzados por el nivel freático.
 - Otros Potenciales, que fundamentalmente el resultado de dos electrolitos de diferente concentración en contacto el uno con el otro, electrolitos pasando a través de un sistema capilar o un medio poroso, un electrolito en contacto con un sólido y, electromagnéticos producidos por corrientes telúricas.

Los potenciales de mineralización son casi siempre negativos y pueden llegar a valores de varios cientos de milivoltios. Los otros potenciales pueden ser positivos o negativos, y normalmente tienen valores menores de 100 milivoltios. Los otros potenciales producidos por electrolitos fluyendo a través de sistemas capilares o medios porosos (denominado electro-filtración o potenciales de corriente) se utilizan para el estudio de filtraciones. A medida que el agua fluye a través de un sistema capilar, recoge y transporta iones positivos de los materiales cercanos. Estos iones positivos se acumulan a la salida del capilar, dejando una carga neta positiva. Los iones negativos que no son transportados se acumulan a la entrada del capilar, dejando una carga neta negativa. Si los potenciales de corriente desarrollados por este proceso son suficientemente grandes como para ser medidos, puede determinarse el punto de entrada y el de salida de las zonas de concentración de filtraciones a partir de las anomalías en su autopotencial.

1. Aplicaciones: Los estudios de autopotencial se han utilizado en aplicaciones ingenieriles, para conocer los caminos que siguen las filtraciones en presas, tanto en la zona del embalse como a lo largo de la coronación, pie y

estribos. Los estudios de autopotencial también se han usado para conocer las pérdidas de canales y de tuberías enterradas. Las zonas de separación y los límites de algunas masas de deslizamiento han sido estudiados con campañas de autopotencial. Las campañas de autopotencial pueden jugar un papel importante en los estudios de contaminación (delimitación de la contaminación) y la monitorización de pérdidas de vertederos en emplazamientos con riesgo y presas.

2. Equipos: El equipo básico que se necesita para un estudio de autopotencial es un voltímetro. Pueden usarse voltímetros analógicos, pero debido a los pequeños potenciales que van a medirse, es preferible un voltímetro digital o un multímetro. Los autopotenciales se detectan por el uso de dos electrodos no polarizables embebidos en el suelo o en el agua. Los electrodos no polarizables se usan para evitar el desarrollo de potenciales en los electrodos, que pueden ser mayores que los autopotenciales a medir. Los electrodos no polarizables se conectan al voltímetro (multímetro) mediante un conductor sencillo (cable enfundado). Teóricamente este cable puede tener cualquier longitud, pero, debido a su resistencia hay que tener en cuenta que la longitud del cable normalmente varía de 350 a 700 m.

5.18 Métodos de Exploración Accesible del Subsuelo

Los pozos accesibles, excavaciones de gran diámetro, trincheras y galerías, son los métodos de exploración que proporcionan los datos más precisos y completos de los materiales del subsuelo. Estos métodos son recomendables para estudios de cimentaciones en el caso de que los métodos de exploración con sondeos no proporcionen información fiable. Están sujetos a limitaciones económicas, consideraciones de seguridad, y a la complejidad de la estructura geológica del subsuelo.

- a) Pozos Accesibles: Los pozos accesibles se usan para proporcionar acceso al personal para examen visual, toma de datos, muestras, y ensayar las cimentaciones y los materiales de construcción. Son los más comúnmente usados para obtener muestras y calcular las fuentes potenciales de materiales para fabricar hormigón, o llevar a cabo ensayos “in situ” del terreno. El método más económico para excavar un pozo accesible es hacerlo con una retroexcavadora o un buldózer. La profundidad de los métodos anteriores suele limitarse generalmente a un máximo de 6 metros o al nivel freático. Los buldózer y las retroexcavadoras se usan frecuentemente de forma conjunta para sobrepasar el límite de los 6 metros si el nivel freático está suficientemente profundo. Excavando pozos accesibles con una retroexcavadora en el fondo de una trinchera hecha con un buldózer, se puede llegar a profundidades de 9 metros o más. Todas las excavaciones a cielo abierto de pozos accesibles deben de ser hechas con taludes con la pendiente de estabilidad desde el fondo, pero nunca con una pendiente menor del 0,75:1 de acuerdo con los requisitos del USBR Construction Safety Standards.
- b) Perforaciones de gran diámetro: Hay que usar excavaciones con entibaciones usando discos de gran diámetro o cubos, para profundidades superiores a los 6 metros. Se han alcanzado profundidades de hasta 30 metros usando este método. Hay que sujetar los muros en toda su profundidad. El soporte típico de los muros para excavaciones de gran diámetro son placas de acero soldadas instaladas después de hacer el taladro o recubrimientos formados por segmentos de acero soldados a medida que progresa el taladro. El acceso al personal al agujero del taladro puede facilitarse con una plataforma elevadora sujeta a una grúa, o una escalera equipada con mecanismo anticaídas y el cinturón de seguridad adecuado. Se puede trabajar a cualquier altura de la excavación usando plataformas de acero unidas al muro de soporte de acero, desde un andamio de acero o desde una plataforma elevadora.

El acceso para analizar el material o tomar muestras detrás del soporte de acero del agujero puede hacerse usando sopletes de acetileno para cortar y quitar la protección en zonas de la circunferencia de entibación de forma aleatoria o quitando segmentos atornillados para exponer el material. Debe de mantenerse una ventilación adecuada en todo momento para el personal que esté trabajando en la excavación accesible, también debe de mantenerse contacto vía radio con el personal en superficie. El agua en la excavación puede ser eliminada con una bomba eléctrica o de aire a presión con un conducto a la superficie. Para quitar el agua puede ser necesario usar varios bombeos, usando los embalses y bombeos adicionales necesarios para elevar el agua del agujero a la superficie. Tanto los sondeos como las excavaciones son métodos de excavación excelentes para alcanzar una clasificación precisa del material del subsuelo, exponer fisuras naturales o fallas, obtener muestras inalteradas tomadas a mano, y llevar a cabo ensayos “in situ” del suelo y de las rocas. Por seguridad, todos los sondeos superficiales excavados dejados para inspeccionar deben de ser cerrados con una valla de protección y los taladros deben de ser cerrados con tapas y barricadas.

- c) Trincheras: Las trincheras se usan para proporcionar una exposición continua del terreno a lo largo de una sección determinada. En general, sirven a los mismos propósitos que los pozos, pero tienen la ventaja de revelar la continuidad y características de los estratos. Las trincheras se suelen usar para estudios sismo tectónicos del desplazamiento del material a lo largo de una falla natural. En estos estudios la trinchera se excava perpendicular a la falla para ver los desplazamientos verticales del material a ambos lados de ésta, las trincheras son mejores para exploraciones poco profundas. Normalmente deben de tener al menos 0,9 m de ancho y una profundidad no mayor de 4,5 m. Las trincheras de más de 1,5 metros de profundidad deben de apuntalarse, entibarse o recubrirse con mallas.

El intervalo máximo entre los apuntalamientos o la entibación no deben de exceder de 0,9 m entre los centros de los mismos. Las trincheras excavadas en pendientes moderadas han sido muy útiles en exploraciones que necesitaban más de los 4,5 metros de límite de profundidad por razones de seguridad. La pendiente natural del terreno permite acceder al personal a mayores profundidades manteniendo la profundidad excavada en 4,5 m. La trinchera en pendiente puede ser excavada con un bulldózer, una retroexcavadora, o una excavadora desde la parte superior a la inferior de la pendiente para descubrir los estratos inalterados o exponer las fallas naturales. El perfil expuesto por las trincheras puede ser representativo de los estratos en toda la profanidad de un estribo de una presa; sin embargo, su pequeña profundidad puede limitar la exploración de la parte superior alterada por la intemperie. Las orillas a la vista de un río o los cortes de una carretera pueden proporcionar mucha información del subsuelo. Los materiales superficiales alterados pueden ser quitados por medios manuales, con el uso de maquinaria de escarificado equipada con remolque de extensión o con una dragalina.

- d) Túneles: Los túneles y las galerías se consideran el mejor método y el más caro para la inspección de cimentaciones o formaciones rocosas para los estudios de diseño. Los túneles de exploración y las galerías se suelen excavar en forma de herradura de 1,5 m de ancho y 2,1 m de alto. En el caso de excavaciones a través de rocas inestables o formadas por bloques, los anclajes, las pantallas y los apuntalamientos deben de seguir a la excavación del túnel tan cerca como sea posible. Las técnicas de explosiones controladas con retardo deben de ser usadas para minimizar la fractura de la roca debajo del túnel o desvíos en la dirección. Una explosión controlada típica implicaría sacar la cuña central del avance del túnel instantáneamente, seguida de una explosión retardada de cargas situadas en el siguiente orden: parte baja, laterales y coronación.

Todas las prácticas de seguridad de la construcción de túneles deben de incluir el lavado del túnel o de la cara de avance y los montones de escombros, la comprobación de los fallos de detonación, la extensión de las líneas de ventilación, eliminar las rocas sueltas, los guijarros, etc. Las operaciones de excavación deben de ir en paralelo con las de creación de mapas y descripción de los trabajos en un diario. Durante la progresión del túnel deben de elegirse los lugares para hacer los taladros o ensayos “in situ” de las rocas, para poder ampliar las secciones del túnel o la galería si fuera necesario para dejar suficiente sitio a los equipos de taladro o ensayo. Deben de programarse los taladros o ensayos para que sigan a las actividades de tunelado, debido a la limitación en el espacio para trabajar.

5.19 Métodos de Exploración no Accesibles del Subsuelo

Los penetrómetros, el ensayo de penetración estándar, los taladros, el sondeo de rotación, y sondeos son los métodos de exploración no accesibles normales. De estos métodos, el taladro, el sondeo de rotación y el sondeo son los más usados para exploraciones del subsuelo. Sin embargo, debe de enfatizarse que confiar exclusivamente en los sondeos para obtener información precisa y fiable de la geología de una estructura geológica implica asumir un riesgo que puede ser muy costoso. La complejidad de la estructura geológica debe de determinarse previamente. Algunas veces, la complejidad de la estructura del subsuelo puede determinarse con el taladro de los dos primeros agujeros, situados relativamente cerca uno de otro (de 15 a 30 m) a lo largo del eje de una llanura de inundación o de una estructura. Si hay un cambio drástico en la clasificación, composición, o estructura del material recogido como muestra y la correlación de los materiales no puede ser proyectada entre ambos taladros, debe de tomarse una decisión sobre el método de exploración que debe de usarse en el resto del programa. Los requisitos económicos y de profundidad son las principales razones para llevar a cabo programas extensivos de perforación, en lugar de construir trincheras o túneles en una estructura geológica compleja.

Si se considera que los taladros son el único método posible para llevar a cabo las exploraciones del subsuelo, las siguientes consideraciones deben de tener prioridad:

1. Toda la información geológica debe de ser unificada y usada para seleccionar la situación de los taladros para optimizar la información del subsuelo con el mínimo de localizaciones de taladros.
2. Debe de decidirse el tipo de taladro, ensayos “in situ”, o muestras necesarias para obtener información válida y pertinente.
3. Debe de determinarse el taladro que es capaz de llevar a cabo la exploración.
4. Hay que desarrollar especificaciones completas y precisas, si el trabajo no puede ser realizado internamente.

La adjudicación de los trabajos debe de basarse tanto en la capacidad profesional de haber llevado a cabo trabajos similares, como en el precio. Aunque los taladros pueden hacerse hasta cierto punto con medios manuales, muchas razones (tecnología de los equipos, coste, requisitos de profundidad, tipo de muestra necesaria, y la necesidad de información precisa del subsuelo) han vuelto obsoletos los medios manuales. Los siguientes párrafos identifican los tipos de equipos mecánicos de taladro disponibles y definen su uso más eficiente y las posibilidades de cada unidad de taladrado.

- a. Ensayo de Penetración de Cono: Un método que cada vez está más extendido es el Ensayo de Penetración de Cono (algunas veces llamado “Ensayo del Cono Holandés”). El Ensayo de Penetración de Cono consiste en una cabeza cónica y un manguito que se hincan en el suelo a una velocidad controlada. La resistencia del suelo que actúa en la cabeza cónica y en el manguito se mide con medios eléctricos o mecánicos. Si se mide con medios eléctricos, también pueden medirse otros parámetros como la inclinación y la presión intersticial. El equipo puede ser operado con un taladro convencional o instalado en un camión. A partir de los datos del ensayo, se puede estimar el tipo de suelo, el peso unitario “in situ”, la resistencia cortante y la compresibilidad.

El ensayo es relativamente rápido de hacer y aunque no se obtenga una muestra del suelo, cuando se hace junto a sondeos convencionales y muestras, se puede determinar rápidamente el tipo de suelo y los perfiles del mismo en las zonas de cimentación y de extracción.

- b. Ensayo de Penetración estándar: Este es un procedimiento estándar para tomar muestras de la subsuperficie del suelo, con una barrena toma muestras, y al mismo tiempo medir la resistencia “in situ”, firmeza y densidad de la cimentación. El toma muestras tiene 5 cm. de diámetro exterior, y recoge una muestra de 3,5 cm. de diámetro. La barrena toma muestras puede ser separada para examinar y quitar la muestra, y la resistencia de penetración puede medirse con el número de golpes que un martillo de 63,5 kg. Cayendo 76,2 cm. necesita para hincar la toma muestras 30,48 cm. Para llevar a cabo este ensayo es esencial seguir un procedimiento estandarizado y que se guarde la información sobre el tipo de suelo, contenido de agua, y resistencia a la penetración. Pueden usarse barrenas toma muestras de un diámetro exterior mayor de 5 cm., sin embargo todos los datos medidos con esas barrenas deben de marcarse visiblemente con el tamaño ellas. Durante el estudio de la cimentación de las presas deben hacerse sistemáticamente ensayos de penetración, excepto en aquellos puntos en que la resistencia del suelo sea demasiado grande. Debe anotarse y registrar cualquier pérdida de líquido de perforación durante el avance. Cuando se emplea entubación, ésta no debe ir por delante de la toma de muestras. Hay que obtener información completa del agua subterránea, incluyendo los niveles y profundidades a las que el agua se pierde o se encuentra presión de agua. Los niveles del agua subterránea deben de medirse antes y después de que la entubación se retire.

c. Sondeos: Los sondeos se hacen con taladros potentes que están diseñados para tener un gran par de torsión a pocas revoluciones por minuto, que es lo que se necesita para taladrar y recoger las muestras del subsuelo. La rotación mecánica del taladro extrae las muestras del suelo, por ello la necesidad de un gran par de torsión. Hay taladros multiusos para sondeos, que son capaces de taladrar, rotar, o extraer material, sin embargo, en este apartado se intenta explicar el uso general de cada uno de los distintos tipos de operaciones de sondeo usadas en las exploraciones del subsuelo:

- Taladros helicoidales
- Taladros huecos
- Taladros de disco
- Taladros de cubo

1. Taladro de Barrena Helicoidal- El taladro de barrena helicoidal suele ser el método más sencillo y económico entre los de exploración del subsuelo y la toma de muestras alteradas de depósitos subterráneos. Los taladros de barrena helicoidal consisten en eje que rota con una espiral de acero alrededor del mismo. A medida que cada sección del taladro es introducida en el suelo, se añade otra sección con una espiral exacta que ha sido fabricada para ajustar en el agujero del taladro. La unión de secciones de taladro genera una espiral continua desde el fondo del taladro hasta la superficie. La rotación del taladro hace que los trozos cortados por el sondeo suban a lo largo de la espiral, pudiendo recogerse las muestras en la superficie. Las espirales se fabrican con un amplio rango de diámetros desde 5 cm a más de 61 cm. El diámetro más usado para obtener muestras alteradas es el de 15,24 cm. Las profundidades de sondeo suelen estar limitadas a las posibilidades del giro del taladro, el nivel freático, estratos con bolos, zonas cementadas o rocosas.

El sondeo con taladros helicoidales es un método económico y productivo usado para determinar la profundidad del nivel freático a baja cota (30 m o menos). También se usan de forma generalizada y eficiente para determinar la extensión y profundidad de la zona de extracción. Las investigaciones de la zona de extracción se basan en una serie de sondeos realizados en cuadrícula para definir los límites y estimar las cantidades de material útil. Los taladros helicoidales son especialmente útiles para recoger muestras formadas por una mezcla de materiales de distintos estratos para establecer la profundidad de extracción de los equipos de cinta transportadora. Las muestras se recogen avanzando el sondeo hasta la profundidad máxima de la cinta transportadora. El avance del agujero se logra disminuyendo las revoluciones por minuto de rotación del eje, al mismo tiempo que se incrementa la presión hacia abajo para que avance hasta la máxima profundidad de la cinta transportadora. Al final del intervalo de penetración, se aumenta la velocidad de giro del taladro sin avanzar más para recoger una muestra de material atravesado. Una vez que el agujero se limpia, el material se mezcla para formar una muestra representativa, y se mete en sacos de acuerdo con los requisitos del laboratorio de ensayos. Entonces el agujero se profundiza para recoger una segunda muestra a una mayor profundidad. Aunque los procedimientos anteriores, para tomar muestras de material mezclado de diferentes estratos, son eficientes, pueden no ser una muestra representativa del material que ha sido taladrado. Esto puede ser debido a la mezcla del material taladrado con el de las paredes del taladro. Además, los sondeos en suelos sueltos, no cohesivos de estratos de arena pueden dar muestras con una mayor proporción en arena que el volumen de arena que se obtendría de un sondeo con igual diámetro a lo largo de todo el agujero. Por lo tanto, si hay evidencia de contaminación del material, o se recupera mucho material en cualquier intervalo del taladro, debe de usarse una barrena hueca con un sistema interno de toma de muestras o un sistema de testigo continuo en lugar de la barrena helicoidal.

2. Taladro hueco: Los taladros de barrena hueca pueden ser un método eficiente y económico para la exploración del subsuelo, ensayos “in situ” y tomar muestras inalteradas del material que recubre los depósitos. Los taladros de barrena hueca se fabrican de forma similar a los helicoidales, con una espiral de acero soldada a la circunferencia exterior de un eje rotatorio. La diferencia entre el helicoidal y el hueco es el diseño del eje. El taladro continuo helicoidal consiste en un tubo de acero cerrado en los extremos de cada sección por las conexiones a las secciones de taladro adyacentes. Sin embargo, el de barrena hueca, consiste en un tubo de acero hueco a lo largo de toda su longitud, con conexiones en forma de rosca o tomillos a las secciones adyacentes.

3. Taladro de disco: Los taladros de barrena de disco puede ser un método económico para taladrar agujeros de grandes diámetros para tomar muestras alteradas o para instalar un entubado de gran diámetro para exploraciones accesibles. Una barrena de disco tiene una trayectoria en forma de espiral similar a la de un taladro helicoidal; sin embargo, se usa como una herramienta de longitud única en lugar de poder juntarse secciones. La fuerza de rotación se proporciona por un eje de transmisión cuadrado o hexagonal (Kelly). Las cuchillas de corte se sujetan por el disco superior y se quitan elevando el disco del taladro del agujero una vez profundizado de 1 a 1,5 metros. Los diámetros de los agujeros varían entre 0,30 y 3 metros, y el mayor equipo de perforación de disco puede taladrar hasta 36 metros o más usando ejes telescópicos Kelly. A no ser que se entube, la utilización de la perforación con disco se limita a estratos de bolos o guijarros, arenas saturadas de agua, o suelos bajo su nivel freático. Las rocas alteradas por la intemperie o las “blandas” pueden ser taladradas con eficacia con una barrena de disco equipado con una cuffia de dientes. El hormigón y la roca “dura” pueden ser taladrados con una barrena de disco equipada con una punta cónica de dientes de tungsteno carbono.

Además del taladro y la creación de zonas de exploración profundas accesibles, las barrenas de disco se usan para obtener muestras de gran volumen de estratos específicos del subsuelo. También pueden usarse para taladrar e instalar entubaciones perforadas o protecciones de pozos para la monitorización del agua subterránea. El uso más frecuente de los taladros de disco es para el taladro de cajones para el sector de la construcción.

4. Taladro de cubo: Las barrenas de cubo, en algunos casos denominadas erróneamente “sondeos de cubo”, se utilizan para hacer sondeos de grandes diámetros para tomar muestras alteradas de la capa superficial del suelo y de las graveras. El cubo es como un bidón hueco de acero de gran diámetro, normalmente entre 90 y 120 cm. que se gira con un eje cuadrado o hexagonal (Kelly) conectado a un cabestrante de acero en la parte superior del cubo. El fondo del cubo tiene una bisagra y un disco cortante con cierre equipado con dientes en forma de cuña. El disco cortante se cierra durante la rotación del taladro y tiene una apertura de 23 a 30 centímetros en el fondo, por la cual se recoge el material cortado por el taladro. Después de 0,9 a 1,2 metros de profundidad del sondeo, el cubo se saca del agujero mediante un cabestrante para la descarga del material. El material se descarga mediante un mecanismo que libera la bisagra del fondo o abre un lateral del cubo, que también puede tener bisagras. La operación de taladrado se continúa cerrando el fondo o el lateral del cubo antes de bajarlo al fondo del agujero. Los diámetros de un cubo estándar pueden variar entre 0,30 y 2,13 metros. Se puede añadir al cabestrante una extensión, equipada con dientes para escarificar, para agrandar el agujero hasta 3 metros de diámetro, usando unos cubos especiales unidos a la grúa. Cuando se usan extensiones para agrandar el agujero, el material desprendido entra en el cubo desde el fondo mientras profundiza con la rotación. El material también entra por la parte superior del cubo, como resultado de agrandar el agujero por la extensión.

La utilidad del taladro de cubo suelen limitarse a arenas saturadas, bolos, caliche, o terrenos debajo del nivel freático si no se entiba. Las formaciones de roca alteradas por la intemperie o las “blandas”, pueden ser penetradas con taladros de cubo. Las grandes grúas con un cubo unido a ellas, han llegado hasta profundidades de 58 metros usando barras telescópicas Kelly y grúas con sistemas de montacargas. Los taladros de cubo se usan en el sector de la construcción para taladrar agujeros para cajones. Han demostrado ser extremadamente eficientes en depósitos de arenas y gravas para análisis de materiales para fabricar hormigón. También pueden ser usados para taladrar y recoger muestras de gravas y bolos mezclados hasta 20 cm de diámetro. Los taladros de cubo pueden ser un método efectivo para taladrar en exploraciones accesibles profundas.

5.20 Toma de Muestras

Los fines y usos de las muestras son muy numerosos, para los cimientos y materiales de construcción de pequeñas presas. Son necesarias para identificar y clasificar los distintos tipos de terrenos y rocas. Las muestras son esenciales para la determinación “in situ” de la densidad y la humedad del terreno, así como para los ensayos de laboratorio sobre suelos y materiales rocosos. Para ensayar arenas y áridos para hormigón y para sacar muestras utilizables en escolleras. En gran parte, la información obtenida de los ensayos de laboratorio se utiliza para elegir los materiales de construcción para presas de tierra u hormigón. La importancia de obtener muestras representativas no debe de ser sobre enfatizada. Las muestras que no sean verdaderamente representativas de las condiciones “in situ” del subsuelo pueden llevar a conclusiones erróneas y pueden contribuir a un diseño inseguro y pobre de la presa o sus estructuras adyacentes. La toma de muestras requiere un cuidado considerable para evitar alteraciones de las condiciones naturales de los materiales de los depósitos del subsuelo.

Es relativamente sencillo conseguir muestras representativas de trincheras, los pozos, o túneles porque el material “in situ” puede ser inspeccionado visualmente para determinar el mejor método de la toma de muestra. Sin embargo, los sondeos no permiten la inspección visual del perfil y es más difícil obtener muestras representativas mediante ellos. Por lo tanto, es más difícil recoger muestras representativas. Las muestras se clasifican en alteradas o inalteradas. Las alteradas son las que se toman sin cuidado de mantener las condiciones “in situ” del suelo o la roca. Por el contrario, las muestras inalteradas requieren un gran cuidado y experiencia para mantener las condiciones “in situ” del material tanto como sea posible. Sin embargo, en realidad no existe una muestra “inalterada” de suelo o roca, porque al quitar la muestra que está sometida a las presiones naturales del material adyacente, se modifican sus características. Los siguientes párrafos describen métodos comúnmente usados para toma de muestras alteradas e inalteradas a mano o con medios mecánicos.

5.21 Muestras Alteradas (Tomadas a Manos)

Las muestras tomadas se suelen coger de excavaciones accesibles, de acopios existentes, o de agujeros de taladros poco profundos. Los siguientes párrafos describen varios métodos para obtener muestras de esos puntos:

- a) Sondeos Accesibles, Zanjas y Taladros de Gran Diámetro: La obtención de muestras alteradas cogidas a mano de sondeos accesibles y trincheras (incluyendo cortes del terreno por carreteras y depósitos fluviales) se puede hacer de la siguiente forma. Una zona de la pared del pozo, trinchera o corte del terreno, se prepara limpiándola de todo material meteorizado o mezclado. Se examinará la granulometría, contenido de humedad, plasticidad, uniformidad, etc., de cada uno de los estratos y se elegirán los que sean más representativos, para tomar muestras de ellos.

Las muestras, tanto simples como compuestas, se obtienen haciendo un surco en la pared del pozo, trinchera o desmonte de sección transversal uniforme y se recoge el suelo sobre una tela extendida debajo del surco. La sección transversal mínima de esta roza vertical debe ser, por lo menos, de una dimensión cuatro veces superior al tamaño máximo de la grava que pueda tener el suelo. Al tomar muestras simples, es importante asegurarse de que se obtiene suficiente material representativo del estrato y que no se ha mezclado con materiales extraños. Para muestras compuestas, la rosa vertical debe atravesar todos los estratos hasta la cota deseada. Si el material del que se va a tomar muestras es grava que contiene un gran porcentaje (25 por 100 o más del total) de partículas de tamaño superior a 75 mm, en la mayoría de los casos será preferible tomar partes proporcionales de todo el material excavado (por ejemplo, una quinta o una décima parte de un cubo), en vez de elegir la muestra de la misma pared de la excavación. Cuando las muestras son más grandes que las necesarias para el ensayo, se puede reducir su tamaño por cuarteo. Este se hace amontonando la totalidad de la muestra sobre una lona o un lienzo alquitranado, echando paladas al centro del montón y haciendo que se extienda por igual en todas direcciones. Se extiende entonces el montón en forma de círculo y se va extendiendo éste gradualmente con una pala hasta que se tenga un espesor uniforme. El círculo así formado, se divide en cuatro partes y se descartan dos cuadrantes opuestos. El material los dos cuartos restantes se mezcla de nuevo paleando el material para formar otro montón y tomando paladas alternativamente de cada uno de los dos cuartos. El proceso de amontonamiento, extendido y exclusión de dos cuartos se continúa hasta que la muestra se haya reducido al tamaño deseado.

- b) Toma de Muestras en Acopios: Cuando se toman muestras en acopios y montones formados por el viento, hay que tener especial cuidado de no elegirlas en zonas en las que se haya producido una mayor o menor segregación.

La segregación depende principalmente de la composición granulométrica y de los métodos y equipos usados para el acopio. Aunque se hayan ejecutado con cuidado, las superficies exteriores y los bordes del montón presentan siempre alguna segregación, particularmente si los taludes son fuertes y el material contiene una cantidad considerable de grava o arena gruesa. Las muestras representativas se obtienen mezclando muestras pequeñas, tomadas de varios puntos distribuidos sobre el montón. De un montón que haya sido formado por el viento, son más representativas las muestras obtenidas sacando todo el material de una estrecha roza transversal al montón. Las muestras de acopio de materiales o dunas serán bastante grandes en principio y deben mezclarse antes de cuartearlas para obtener el tamaño necesario para los ensayos.

- c) Toma de Muestras de Sondeos: En los agujeros pequeños no se pueden tomar muestras ni datos con tanta exactitud como en las trincheras abiertas o en los pozos, puesto que son inaccesibles y no permiten la inspección visual del perfil y la selección de los estratos representativos. En los hechos a mano (de menos de 10 cm. de diámetro), las muestras son adecuadas para clasificación del suelo, pero no proporcionan suficiente material para realizar los ensayos. Conforme se avanza en el sondeo, se deposita en montones separados el suelo extraído cada vez por la barrena, formando una sucesión ordenada según la profundidad a la que estaban las muestras extraídas. Para preparar una muestra simple de un sondeo, se comienza por separar todos los montones consecutivos que juntos contienen todas las tierras de cada estrato, y después en cada uno de estos grupos de montones se hace una mezcla tomando partes iguales de cada montón, con el fin de formar la muestra del tamaño deseado de cada estrato.
- d) Muestras de Áridos para Hormigones: De los pozos, trincheras y taladros perforados, se pueden obtener muestras alteradas de áridos para hormigón.

Como la composición granulométrica de los áridos del hormigón tiene gran importancia, se usan a veces cribas portátiles para determinar la granulometría de las muestras en el campo, con lo que se puede hacer una estimación de las operaciones que será necesario hacer para conseguir la deseada. Siempre que sea posible, se ensayarán en el laboratorio muestras representativas de los áridos, para determinar sus propiedades físicas y químicas. En caso contrario puede hacerse una buena estimación de su calidad mediante el examen de un petrólogo experimentado que puede proporcionar mucha información de su comportamiento físico y químico. La rotura de los ensayos triaxiales de cilindros de hormigón fabricado con esos áridos pueden proporcionar información de su durabilidad y resistencia. Este procedimiento es de gran utilidad para valorar la fuente de áridos potencial y debe de ser usado siempre que se pueda.

- e) Toma de Muestras de Escollera: La durabilidad y calidad de una roca para escollera, se juzga por medio de ensayos físicos, exámenes petrográficos y de la experiencia que se tenga de su comportamiento en obra. Puesto que uno de los requisitos que debe cumplir una escollera es la posibilidad de obtener fragmentos de roca del tamaño apropiado, los ensayos de calidad hechos en laboratorio se deben suplementar con datos obtenidos por examen directo y con los resultados de los ensayos de explosiones realizadas en la propia cantera. Es necesario resaltar la importancia que tiene obtener muestras representativas de cada tipo de material en una cantera de escollera. Si existe más de un tipo, se deben obtener muestras separadas, representativas de cada material cuya utilización se estudia. De las capas de suelo, esquisto u otras rocas blandas que pueden estar interpuestas y que evidentemente no son adecuadas para escollera, no es necesario tomar muestras; sin embargo, debe hacerse una descripción de estos materiales durante la toma de datos y en el informe final.

Se pueden obtener muestras provocando una explosión en la pared de un pozo, trinchera o desmonte, para obtener fragmentos no meteorizados, representativos de cada tipo de material, tal y como saldrán de la cantera y serán utilizados en la escollera. No deben de cogerse muestras meteorizadas para realizar los ensayos porque los resultados no serán representativos de la roca en condiciones naturales. A veces se estudia un terreno con abundancia de bolos como posible fuente de producción de escollera; debe de tenerse en cuenta, sin embargo, que la explotación de estas zonas es siempre un proceso costoso que sólo se debe tener en consideración cuando no sea posible obtener los materiales de una cantera. Además, los bolos, generalmente, carecen de las propiedades de angulosidad y trabazón de la escollera de cantera. En la toma de muestras de estos terrenos, se deben romper con explosivos grandes bolos para obtener fragmentos lo más semejantes posible a los que va a dar lugar el proceso de construcción. En el caso de los pies de montes solamente debe hacerse un muestreo en el caso de que se trate de tomar de allí el material. Este material, generalmente no es representativo del lecho de roca, ya que frecuentemente está meteorizado y alterado.

5.22 Muestras Alteradas (Métodos Mecánicos)

Generalmente la toma de muestras alteradas se obtiene de los agujeros de los sondeos; sin embargo, también pueden obtenerse muestras con los equipos de excavación (retroexcavadoras, dragalinas, equipos de zánjeos, buldóceres, etc.) cuando las muestras se necesitan principalmente para identificación o para cálculos del volumen del material utilizable. Las muestras que se obtienen de esa forma suelen ser inadecuadas para su ensayo en laboratorio debido a la gran mezcla del material durante el proceso de excavación. Es mejor utilizar los pesados equipos de excavación para excavar un sondeo accesible o trinchera.

Desde los cuales se pueden tomar muestras de los estratos de materiales de forma individual, manualmente, para evitar la contaminación con los materiales adyacentes.

- a) Sondeos con Tornillos Sinfín: Uno de los métodos más comunes para obtener muestras alteradas del subsuelo es usando los sondeos con tornillos sinfín. Los tornillos sinfín pueden ser usados para obtener muestras alteradas de materiales para la construcción. Después de cada intervalo seleccionado, o cambio de material, los trozos de muestras de material son elevados por el tornillo sinfín hasta la superficie, para recoger la muestra. Sin embargo, los trozos al moverse hacia arriba pueden soltarse y mezclarse con el material previamente taladrado. Si no es deseable que se contamine o se mezcle con otros materiales, debe de usarse un sistema de toma muestras de hueco central. Los sondeos de disco son muy usados para recuperar muestras de suelo y de materiales moderadamente granulados. Después de cada penetración, debe de quitarse el disco de agujero con los trozos de muestras alterados que se quedan en la parte superior del disco. Entonces, la toma de la muestra puede hacerse en el inicio del agujero, repitiéndose el proceso en distintos intervalos de sondeo. Los sondeos de cubo son adecuados recoger muestras alteradas de suelos granulados, arenas, y depósitos de grava, Durante cada intervalo de taladro, los trozos de muestra entran en el cubo en forma de cilindro a través del fondo del mismo. La recogida de las muestras se hace elevando el cubo desde el agujero y liberando la bisagra del fondo o del lateral del cubo.
- b) Taladros Reversibles: Los taladros de circulación reversible presentan ventajas en su uso para recoger arena, grava, y muestras del tamaño de guijarros. Sin embargo, este método de tomar muestras es relativamente caro y no se usa para las prospecciones en las zonas de canteras potenciales.

Este proceso implica el uso de un taladro de doble camisa y aire comprimido para elevar los trozos para recogerlos en el inicio del agujero. El aire comprimido se bombea por el orificio entre la camisa exterior y la interior del taladro, y los trozos se fuerzan hacia arriba por el centro a medida que el proceso de taladrado progresa. La recogida de los trozos se hace en un orificio en el centro de un disco en forma de embudo que está diseñado para dispersar el aire comprimido y depositar los trozos en el orden que fueron taladrados. Este método de toma de muestras alteradas está considerado como el más fiable para producir muestras no contaminadas porque el taladro sella las zonas de material previamente taladradas.

5.23 Protección y Preparación de Muestras Inalteradas para su Envío

El tamaño necesario de las muestras depende de la naturaleza de los ensayos de laboratorio. Las muestras alteradas de 34 kg (75 libras) o más deben de ser colocadas en bolsas u otro envase que evite la pérdida de humedad y la fracción fina del suelo. Las muestras de limos y arcillas que van a ser ensayadas en laboratorio, deben de meterse en bolsas herméticas u otros envases para evitar que se sequen. Las muestras de arenas y gravas pueden ser enviadas en esterillas cerradas y secarlas antes de ser situadas en las bolsas. Cuando las muestras se envíen por un mensajero, deben de meterse en un embalaje adicional. Se recomienda que las muestras que no se ensayen se guarden para posibles exámenes y ensayos futuros hasta que la presa esté terminada y haya funcionado 5 años.

5.24 Método de Toma de Muestras Inalteradas a Mano

Las muestras inalteradas en forma de cubos, cilindros o formas irregulares pueden ser tomadas de los estratos expuestos en los laterales o en el fondo de las excavaciones abiertas, sondeos, zanjas y taladros de gran diámetro. Estas muestras son útiles para determinar “in situ” el peso unitario y el contenido de humedad, y para otros ensayos de laboratorio.

- a) Procedimientos para Coger Muestras a Mano: El cortar y ajustar las muestras al tamaño y a la forma deseada requiere un cuidado extremo, especialmente cuando se trabaja con materiales fácilmente alterables o frágiles. Hay que usar una herramienta para cortar adecuada para evitar la alteración y rotura de la muestra. Los suelos blandos y plásticos requieren el uso de cuchillos afilados. Algunas veces la cuerda de un piano es muy útil. Un método más rápido y económico para obtener bloques de muestras inalterados puede lograrse usando motosierras equipadas con cadenas de punta de carburo para cortar bloques de muestras de material de grano fino y roca blanda. En climas secos, hay que usar trapos húmedos para evitar que la muestra se seque. Una vez que la muestra se corta y se ajusta al tamaño y forma deseada, debe de ser envuelta con un paño similar al de envolver el queso y pintarlo con cera sellante, microcristalina, derretida. Estas operaciones constituyen una capa de protección y deben de aplicarse al menos dos capas adicionales de envoltorio y cera.
- b) Protección y Preparación para el Envío de Muestras Inalteradas Tomadas a Mano: Debe de situarse sobre la muestra una caja consistente de madera con el fondo y la tapa quitada, antes de cortar la muestra del terreno y ser elevada para su extracción. El espacio existente entre las paredes y la muestra debe de ser rellenado con serrín o con un material de relleno similar. Entonces debe de cerrarse la tapa sobre el material de relleno.

Después de extraerlo, hay que cubrir el fondo de la muestra con el mismo número de capas de lienzos y cera que en las otras caras, y colocar el fondo de la caja sobre el material de relleno. Las muestras pueden variar en tamaño; las más normales son cubos de 15,2 a 30,5 centímetros (6 a 12 pulgadas). También son tomadas frecuentemente muestras cilíndricas de 15,2 a 20,3 centímetros (6 a 8 pulgadas) de diámetro y 15,2 a 30,5 centímetros (6 a 12 pulgadas) de altura, en cilindros metálicos usados para guardar la muestra para su envío. Si no, se seguirá el procedimiento de corte y ajuste descrito para la toma de muestras en cajas.

5.25 Métodos Mecánicos de Toma de Muestras Inalteradas

Las muestras de suelos usadas por el Bureau of Reclamation están diseñadas para obtener muestras relativamente inalteradas de un rango de suelos desde los saturados, no cohesivos hasta esquistos duros o areniscas. Cada tipo de suelo necesita el uso de diferentes equipos para tomar las muestras para extraer de forma efectiva muestras de calidad. Los siguientes párrafos describen la condición del suelo y el tipo de toma muestras que mejor se adapta para recoger las mismas.

- a) Suelos Blandos, Cohesivos Saturados o no Cohesivos: Los suelos que se encuentran cerca o debajo del nivel freático generalmente son blandos y están saturados. Este tipo de suelo puede ser alterado con facilidad respecto a su situación natural al tomar la muestra. La saturación del suelo actúa como lubricante, y la muestra puede romperse o caerse totalmente del equipo de toma de muestras al ser extraída. Por estas razones, deben de usarse toma muestras de pistón fijo para tomar las muestras lo más inalterada posible. La principal función de un toma muestras de pistón fijo es extraer una muestra en un tubo cilíndrico insertando el tubo en el suelo al empujarlo hidráulicamente de forma constante e ininterrumpidamente.

La muestra se mantiene en el tubo durante la extracción del agujero por el vacío creado por un pistón de cierre que forma parte de la toma muestras. En la extracción de suelos blandos, saturados, el Bureau of Reclamation usa tres tipos de toma muestras de pistón. Con la toma muestras Hvorslev y el Butters, el pistón se mantiene fijo mientras que el tubo de muestra se empuja dentro del suelo con una varilla de extensión conectada a la parte superior del émbolo. Estos toma muestras requieren una estructura para el taladro y un eje hueco. El tercer tipo, la toma muestras Osterberg, tiene un pistón que está unido a la cabeza de la toma muestras. La extracción de la muestra se realiza ejerciendo una presión hidráulica hacia abajo del eje para empujar el tubo de toma de muestras de pared fina dentro del suelo. La recuperación de la muestra se completa bombeando presión hidráulica por debajo de la varilla del taladro para empujar el tubo de pared delgada en la tierra. Un sistema de derivación del fluido equipado en el toma muestras detiene la penetración del tubo a 76 centímetros. La muestra se extrae del agujero quitando los émbolos y sacando la muestra del agujero.

- b) Suelos Cohesivos de Blandos a Moderadamente Firmes: Se puede tomar muestras de suelos cohesivos blandos a moderadamente firmes que se encuentren en los depósitos superficiales sobre el nivel freático en condiciones inalteradas usando métodos de toma de muestras relativamente simples. Los equipos de toma de muestras del Bureau of Reclamation para este tipo de suelos incluyen la toma muestras de pared delgada y la toma muestras de taladro hueco. Los párrafos siguientes comentan cada toma muestras y los procedimientos operacionales necesarios para asegurar la recogida de muestras con una calidad representativa del suelo.
- 1. Toma muestras de Pared Fina: Los toma muestras de pared fina fueron desarrollados principalmente para extraer muestras inalteradas de suelos cohesivos de blandos a moderadamente firmes.

El toma muestras consiste en un tubo de metal de paredes finas unido a una cabeza de toma de muestras con una válvula de bola de comprobación. La acción principal es empujar el toma muestras sin rotarlo en el suelo a una velocidad de penetración y presión controladas. La muestra se mantiene en el tubo principalmente por la cohesión de la muestra con el interior del tubo, ayudado por un vacío parcial creado por la válvula de bola de comprobación, en la cabeza del toma muestras. El Bureau of Reclamation normalmente usa un equipo de toma muestras diseñado para extraer muestras de 7,6 centímetros (3 pulgadas) a 12,7 centímetros (5 pulgadas) de diámetro. El tamaño de la muestra depende principalmente de su uso. Para determinar el peso unitario y la humedad, una muestra de 7,6 cm. Será suficiente. Sin embargo, para la mayoría de los ensayos de laboratorio, se necesita una muestra de 12,7 centímetros. Los ensayos de laboratorio necesitan que la muestra esté guardada en una fina camisa metálica mejor que el pesado tubo de toma muestras. Debido a este requisito, se ha desarrollado un tubo fino de 7,6 cm. de diámetro con rosca para añadir un elemento cortante. El elemento está diseñado con un hueco interno que sostiene la parte inferior de una camisa metálica que contiene un tubo toma muestras de pared fina.

2. Toma muestras huecos: Hay tres tipos de procedimientos para recoger muestras de suelos cohesivos de blandos a moderadamente firmes, con los toma muestras huecos. El primer tipo de procedimiento se realiza taladrando hasta la profundidad de la muestra con un taladro hueco equipado con un tapón central. El tapón se pone en una varilla situada dentro del hueco del taladro. A la profundidad de la toma de la muestra, se quita la varilla y el tapón, y se introduce un toma muestras de pared fina hasta el fondo del agujero. Cuando se recoge la muestra, se coloca de nuevo el tapón, y se continúa el taladro hasta la siguiente profundidad de toma de muestra. Un segundo procedimiento con toma muestras hueco tiene un sistema de cierre mediante un pestillo de cable para cerrar el tapón

y la muestra de suelo dentro del toma muestras. Una vez que el taladro ha avanzado la profundidad de la muestra, se baja una cobertura mediante un cable para abrir y cerrar bajo el tapón para su extracción del agujero. Entonces se baja con un cable un toma muestras de pared fina y se cierra en la parte inicial del taladro. La toma de muestras se acompaña con una rotación y penetración continua del taladro, que permite que el centro del material entre en el toma muestras de pared fina. La unión de la cabeza del toma muestras permite que el tubo de muestras permanezca estacionario mientras el taladro está rotando. Al final de la toma de la muestra, la cobertura se baja con un cable para liberar el mecanismo de cierre, unirlo al toma muestras, y extraerlo del agujero con la muestra de suelo. El tercer método y que se ha desarrollado más recientemente es el sistema de toma de muestras hueco, implica el uso de varillas para bajar, sujetar, y elevar una unidad de toma de muestras continua, diseñada para recoger las muestras durante la penetración. Este sistema, sin duda, elimina la rotación del toma muestras mientras rota el taladro. Está considerado como el mejor sistema mecánico de toma de muestras para recoger muestras de suelo inalteradas por un sistema de toma de muestras hueco.

La estabilidad de cualquiera de las herramientas de toma de muestras es crítica para recoger unas muestras representativas inalteradas. Con los sistemas de toma de muestras huecos, debe de evitarse que el tubo interno o de toma de muestras que recoge el suelo rote a medida que el suelo entra en el toma muestras. Un toma muestras con una cobertura puede rotar si se deja que se acumulen trozos en el hueco entre el taladro exterior que está rotando y el tubo interior de toma de muestras. Para eliminar cualquier posibilidad de movimiento, el sistema de toma de muestras continuo está rígidamente unido a unas varillas que extienden el toma muestras hueco hasta un yugo localizado sobre la cabeza rotante del taladro.

Entonces, se permite que el taladro gire para penetrar, y el toma muestras se mantiene estacionario para evitar su rotación mientras el suelo entra en el tubo de muestras. Para recoger la muestra del sistema continuo de toma muestras, se quitan todas las varillas y el toma muestras del taladro para recoger la muestra del suelo. Después se baja la unidad de toma de muestras al fondo del agujero para continuar con la operación de toma de muestras.

- c) Suelos de Medios a Duros y Esquistos: Normalmente, se pueden tomar muestras inalteradas de los suelos de medios a duros y los esquistos situados por encima y por debajo del nivel freático, usando taladros de doble tubo. Los tres tipos de taladros usados normalmente por el Bureau of Reclamation son el toma muestras Pitcher, el Denison, y el DSDMA (Diamond Core Drill Manufacturers Association) (Asociación de Fabricantes de Brocas de Diamante para Perforación) de 10,2 cm. por 14 cm. (4 por 5½ pulgadas) y de 15,2 cm. por 19,7 cm. (6 por 7¾ pulgadas) de diámetro del tubo. Los tubos de perforación DCDMA pueden ser usados para obtener núcleos de roca para su ensayo. Los párrafos siguientes describen cada toma muestras y los procedimientos necesarios para asegurar la recogida de una cantidad de calidad representativa de material.

1. Toma muestras Pitcher: El toma muestras Pitcher fue inicialmente desarrollado para recoger muestras inalteradas de núcleos de suelos duros y esquistos. Una ventaja del uso del toma muestras Pitcher sobre otros tipos de toma muestras es que tiene un tubo interno con un muelle, el cual permite que la zapata cortante sobresalga o se retraiga con los cambios en la firmeza del suelo. En suelos extremadamente firmes, el muelle se comprime hasta que el borde de corte del tubo interno es empujado con el filo de los dientes de corte del tubo externo.

En suelos blandos, el muelle se extiende y la zapata del tubo interno sobresale por debajo del tubo externo un poco, evitando que la muestra se dañe por el líquido y la acción de taladrado. Aunque el toma muestras Pitcher está disponible en varios tamaños para obtener muestras entre 7,6 a 15,2 cm. (3 y 6 pulgadas) de diámetro, los requisitos del laboratorio del Bureau normalmente exigen muestras de 15,24 cm. (6 pulgadas); por lo que se usa el toma muestras Pitcher de 15,2 a 19,7 cm. (6 a 73/4 pulgadas). Este toma muestras fue diseñado para usar tubos de 15,24 cm. (6 pulgadas) de pared delgada como tubo interno. El núcleo de suelo se suele mantener en el tubo de pared fina, y normalmente se coloca un nuevo tubo para cada toma de muestra. Sin embargo, el Bureau ha cambiado la configuración del tubo interior a uno que contiene un recubrimiento de hojas de metal para el núcleo del suelo, en lugar de tubos de pared fina. El tubo interno modificado se prepara para conectar una zapata cortante con un hueco para colocar la hoja de metal de recubrimiento. Los laboratorios prefieren los recubrimientos metálicos ya que se abren con más facilidad, y porque es más fácil de extraer el núcleo y, por lo tanto, eliminar el posible daño al núcleo.

2. Toma muestras Denison: El toma muestras Denison fue desarrollado para obtener núcleos inalterados de gran diámetro de suelos cohesivos y esquistos que tengan una consistencia de media a grande. Aunque muchos lo consideran como un tubo de muestras extremadamente fiable (en algunas ocasiones se han obtenido núcleos de arenas no cohesivas y limos con el toma muestras Denison), otros lo consideran anticuado y creen que debe ser reemplazado por el toma muestras Pitcher o los nuevos toma muestras de gran diámetro (de 6 a 73/4 pulgadas- 15,24 a 19,66 cm.). Todos los argumentos contra el toma muestras Denison provienen por el problema de tener que ajustar manualmente la posición relativa entre la parte cortante del tubo exterior y la zapata cortante del interior según la consistencia del suelo.

Los ajustes necesarios deben de ser determinados por el operador antes de cada toma de muestra. Los ajustes se obtienen intercambiando longitudes del tramo cortante del tubo externo para ajustarse al tipo y consistencia del suelo.

A continuación se describen las partes de corte para varias consistencias:

- Las muestras del suelo pueden ser extraídas con una parte cortante de pequeña longitud unida al tubo exterior, por lo que la zapata cortante del tubo interno sobresale aproximadamente 7,6 cm. (3 pulgadas) por debajo de la parte exterior. La zapata actúa como un toma muestras estacionario, que corta y desliza sobre la muestras, protegiendo el núcleo de la erosión del líquido del taladro o de contaminación.
 - Las muestras de suelo firme pueden ser obtenidas conectando una parte cortante que tiene una longitud tal que colocará el borde con dientes aproximadamente a la altura del borde cortante de la zapata del tubo interior. De esta forma, los dientes de la parte cortante cortan el núcleo simultáneamente con la zapata. La zapata sigue protegiendo la muestra del líquido del taladro, ya que la mayoría del líquido circula entre los dientes en lugar de entre la zona de la coronación.
 - Las muestras en suelos duros se obtienen conectando una parte cortante con una longitud tal que colocará los dientes entre 2,54 y 5,08 cm. (1 y 2 pulgadas) por debajo de la zapata de corte. Esta disposición se utiliza sólo para suelos no erosionables porque toda la muestra queda afectada por la circulación del líquido del taladro antes de que se coloque en la zapata de corte.
3. Toma Muestras de Gran Diámetro para la Extracción de Grandes Núcleos:
El incremento en la demanda de muestras de gran diámetro por parte de los laboratorios de ensayos se hizo evidente para los fabricantes de equipos de toma de muestras de rocas convencionales a finales de los años 60.

Para competir con éxito con los tubos estrictamente para la toma de muestras (por ejemplo, los toma muestras Denison y Pitcher), el DCDMA desarrolló unos estándares para los toma muestras de gran diámetro con la versatilidad de los toma muestras de suelos y rocas. Estos toma muestras tienen una serie de partes intercambiables que se usan para transformar los toma muestras básicos de roca, de forma que sean capaces de atravesar suelos duros y medios y esquistos, rocas lenticulares y rocas homogéneas. A continuación se incluyen algunas partes intercambiables y su función:

- Una parte para arcillas, para cortar y avanzar en los suelos de arcilla más blandos y proteger la muestra de la erosión del fluido del taladro.
- Un tubo interno con un muelle para sobresalir del toma muestras en los suelos blandos y retraerse en los suelos más duros.
- Un tubo interno partido para núcleos de esquistos, roca blanda, roca fragmentada, y roca lenticular.
- Un tubo interno único para las muestras de rocas duras homogéneas.

El Bureau of Reclamation ha usado con éxito el toma muestras de 10,2 por 14 cm. (4 por 5 1/2) y el 15,2 a 19,7 cm. (6 por 7 3/4) dependiendo del tamaño requerido por el laboratorio. Hay que insertar un recubrimiento metálico dentro del tubo interno para contener y sellar la muestra para su envío al laboratorio.

5.26 Método de toma de Muestras en Roca

La sonda rotativa y la toma de muestras pueden usarse para perforar rocas duras y blandas. Los toma muestras, llamados porta testigos (Core barrels), pueden obtener testigos de 2 a 15,2 cm. (04 a 6 pulgadas) de diámetro. Hay tres tipos principales de ellos: el de tubo simple, el de tubo doble y el de tubo triple.

El de tubo simple es más sencillo y consta de la cabeza del porta-testigo, el porta-testigo propiamente dicho y de la boca; ésta tiene una ranura anular que permite el paso del líquido de perforación impulsado por una bomba a través de la barrena hueca. Este diseño expone la muestra en toda su longitud a la acción del líquido de perforación, lo que erosiona los materiales no consolidados o débilmente cementados. Por lo tanto, el tubo sencillo no se usa excepto en situaciones inusuales, como la toma de muestras en hormigón y en el uso del. El toma muestras de doble tubo es usado para tomar muestras en casi todas las rocas, y puede ser usado para extraer muestras de materiales duros, frágiles o pobremente cementados, como los esquistos, areniscas o de materiales blandos, parcialmente consolidados o pobremente cementados. Para estos materiales, se usan acoples de metal duro en el taladro. Muchos de los toma muestras de doble tubo han sido ligeramente modificados para permitir insertar una varilla simple en el tubo interior. Esta modificación permite que la varilla sirva de contenedor del núcleo y elimina la posibilidad de dañar el núcleo cuando se extraiga del tubo interior. El toma muestras de triple tubo ha sido diseñado como un tubo exterior rotativo, un tubo interno rotativo, y un tubo interior partido dentro del tubo interior rotativo para albergar la muestra. Pueden usarse contenedores de plástico o metálicos en lugar del tubo interior para su envío. Los toma muestras también han sido diseñados con un tubo interior retraible mediante un muelle, que permite que se use el mismo tipo de toma muestras para tomar muestras en suelo o roca. El tubo interior retraible y las partes de taladro del suelo se reemplazan con un tubo interno y cabeza de diamante para el taladro en roca. Cuando los núcleos se extraen de los tubos, se colocan en cajas y se identifican. Los estándares de DCDMA para los taladros, recubrimientos, y núcleos se muestran en las figuras 5-60 a 5-64. La combinación de tamaños como los toma muestras HX pasará a través del recubrimiento ajustado-doble HX (el recubrimiento ajustado doble se identifica por la letra del grupo X) y taladrará un agujero suficientemente grande para que quepa el recubrimiento ajustado doble HX (el tamaño más pequeño) y así hasta el tamaño RX.

El recubrimiento ajustado de junta, identificado por la letra W, es tal que el taladro de 1,9 por 15,2 cm. (nominal) (14 por 6 pulgadas) pasará por el recubrimiento ZW y taladrará un agujero suficiente para que quepa el recubrimiento UW (tamaño siguiente más pequeño) y así hasta el tamaño RW.

5.27 Registro de Datos de los Sondeos

Para asegurarse de que la toma de datos es completa y evitar confusiones, se deben numerar los sondeos en el mismo orden en que son perforados y estos números deben formar una serie continua a lo largo de todas las etapas del estudio. Si se ha proyectado y programado un taladro, es preferible mantener su número como "no perforado" o "abandonado", con una nota explicativa, que volver a utilizar su número en otra parte. Cuando los sondeos deban realizarse en distintas ubicaciones para la presa o en diferentes zonas de préstamos, debe utilizarse una serie nueva de números para cada uno de estos lugares.

5.28 Formato de Fichas

Una ficha es un registro escrito de los datos relativos de los materiales encontrados en cada sondeo. Esto proporciona los hechos fundamentales en los que se basan las conclusiones subsiguientes, como: necesidad de estudios o ensayos adicionales; viabilidad del posible emplazamiento; hipótesis sobre las que se ha de basar el proyecto; coste de ejecución material; método constructivo y estimación del comportamiento de la obra. Cada ficha puede tener una serie de datos de gran importancia que pueden ser necesarios durante un gran número de años o, cuando al cabo del tiempo, las condiciones cambien; son parte importante de los documentos contractuales de la obra e incluso pueden ser necesarios como prueba, en los tribunales en caso de pleito. Por tanto, todas las fichas deben ser reales, exactas, claras, completas y no inducir a error.

Se emplean distintas formas de fichas, de las que se incluyen tres ejemplos:

- Ficha geológica de un sondeo. Este impreso se utiliza para todos los tipos de sondeos que dan muestras inalteradas.
- Ficha de calicatas o de sondeos manuales. Sirve para todos los tipos (pero principalmente superficiales) de sondeos que obtienen muestras completas, pero perturbadas.
- Ficha de resistencia a penetración. Se pueden usar en agujeros de exploración que ensayen suelos "in situ". Para trincheras, túneles y pozos es más cómodo presentar los resultados en forma de gráficos. Los ensayos de pozo y las zanjas pequeñas requieren fichas separadas.

En las cabeceras de los impresos se deja un cierto espacio para poner los datos de identificación del proyecto, su carácter, número del sondeo, emplazamiento, cotas, fecha de comienzo y terminación y el nombre de la persona responsable del trabajo. El impreso está dividido en una serie de columnas, correspondientes a las distintas clases de datos necesarios, según el tipo de sondeo. Cuando se recoja la información de depósitos superficiales, hay que situar en intervalos de profundidad cada estrato de material que sea sustancialmente diferente en composición de los estratos situados por encima y por debajo de éste, clasificarlo separadamente y describirlo en el impreso. En las exploraciones que no sean de cimentaciones para estructuras, deben de describirse las capas finas o acumulaciones de diferente material que formen un estrato relativamente uniforme, pero no se necesita que tengan una ficha individual; por ejemplo, a una profundidad de 2,8 metros hay una acumulación de arena fina de 2,5 cm de espesor. Sin embargo, las fichas de las exploraciones para estructuras deben de indicar la profundidad a la que se encuentran todas las acumulaciones y capas de material e incluir la clasificación además de una descripción detallada del material. Los pozos de ensayo excavados a máquina o las zanjas de ensayo pueden necesitar más de una ficha para describir adecuadamente las diferentes porciones del pozo o la zanja.

La ficha inicial de dichos pozos o zanjas debe de describir la sección vertical en la parte más profunda de la excavación y se suele coger del centro de la pared del pozo o la zanja. Si esta ficha no describe adecuadamente las variaciones en los diferentes estratos expuestos por el pozo o la zanja, deben de prepararse fichas adicionales de otros puntos de los ensayos de excavación para poder dar una representación real de los estratos encontrados en el sondeo o zanja de ensayo. En zanjas largas, hay que preparar una ficha al menos por cada 15 metros de pared de zanja, independientemente de la uniformidad del material o el estrato. Es deseable que se haga una sección geológica de una o de ambas paredes y puede ser necesario para describir las variaciones de los estratos y el material entre diferentes fichas. Cuando se necesite más de una ficha para describir el material de un sondeo o una zanja, debe de darse las coordenadas de la localización y la elevación del terreno de cada punto sobre el que fue realizada la ficha. Para zanjas largas hay que preparar un mapa geológico y secciones geológicas.

5.29 Información en las Fichas

La ficha debe contener la información necesaria sobre el tamaño del sondeo y el equipo que se ha utilizado en la perforación, incluyendo el tipo de sonda, una descripción del equipo de perforación (o tipo de barrena) usado, así como de la forma en que se ha excavado el pozo en su caso. Se debe indicar en las fichas el lugar de donde se ha tomado la muestra y expresar la cantidad de material obtenido como testigo, en tanto por ciento de la longitud de penetración de la barrena. También se debe reseñar: el método de apoyo empleado durante la perforación; el tamaño y la profundidad de la entubación; emplazamiento y magnitud de las inyecciones, si se han hecho; el tipo de lodo de perforación y la clase de entubación empleada en los pozos. También hay que anotar si el material tiene muchos agujeros o es compacto. En todas las fichas se debe consignar la presencia o ausencia de agua y hacer algún comentario sobre la seguridad de lo escrito. También es necesario poner la fecha en la que se realizó el ensayo, puesto que el nivel de la capa freática varía, en general, estacionalmente.

Debe medirse el nivel del agua la primera vez que se encuentra y luego periódicamente, conforme la perforación avanza. Es importante tomar nota de la capa freática y de las aguas artesianas que se encuentren, anotando la mayor o menor importancia de las corrientes subterráneas atravesadas y los puntos donde se pierda agua. La ficha debe contener información sobre los ensayos de permeabilidad hechos a intervalos. Antes de abandonar o rellenar los sondeos, debe determinarse si va a ser necesario hacer observaciones periódicas de las fluctuaciones de la capa freática.

Cuando en la investigación sobre materiales para terraplenes se encuentran cantos rodados o bolos, es importante determinar su porcentaje en volumen. La ficha de un sondeo de ensayo o un agujero de taladro da un método para obtener el porcentaje en volumen de los fragmentos de 7,5 a 12,5 centímetros (3 a 5 pulgadas) o de los de más de 12,5 centímetros. El método consiste en pesar la roca, pasar del peso al volumen sólido y medir el volumen de huecos que contenía la roca. Este cálculo se puede hacer; sobre el volumen total del estrato excavado o sobre una parte representativa del mismo, tomando una muestra de una roza. En las "notas" de las fichas, correspondientes a sondeos o zanjas, se debe hacer una aclaración que explique las razones por las que se ha detenido la perforación. Para todos los demás sondeos se debe añadir al final de la ficha, si se terminó el trabajo según estaba previsto, o en caso contrario explicar el por qué se abandonó. Los datos necesarios para las fichas geológicas de los sondeos incluyen las descripciones adecuadas de los depósitos superficiales y el fondo rocoso encontrado, un resumen de los métodos de taladrado y las condiciones y recoger las características físicas e índices apropiados para asegurar que hay datos ingenieriles adecuados para interpretación geológica y análisis del diseño. El formato de la ficha se divide en tres secciones básicas: Notas del taladro (en la columna izquierda); índices, notas y ensayos de agua (columna central); y clasificación y condiciones físicas (columna derecha). La información necesaria para cada columna de la ficha geológica se describe más abajo.

- a) Columna de Notas del Taladro.- Los comentarios en esta columna deben de provenir de las notas del geólogo y de otra información del Informe Diario de la Perforación.

Emplazamiento de la Perforación: Descripción física general de la situación del agujero del taladro. Si es posible, incluir información de la situación basada en distancia y posición de zonas características. Propósito del taladro: La razón para taladrar el agujero, por ejemplo: “investigación de la cimentación de una presa”, “investigación de materiales”, o “toma de muestras para ensayos”.

- Equipo de taladro:
- Taladro (marca, modelo) Toma muestras (tipo, tamaño) Accesorios (tipo, tamaño)
- Varillas (tipo, tamaño)
- Separadores (tipo, tamaño)
- Equipos de ensayos de agua (tamaño de la varilla, traductor)
- Juntas (tipo)
- Taladros: Nombre
- Líquido de taladro: Tipo y dónde fue usado (incluyendo los aditivos al líquido del taladro)
- Retomo del Líquido del Taladro: Intervalo
- Tanto por ciento de retomo
- Retomo del Líquido de Color del Taladro:
- Intervalo
- Color

Métodos de taladrado: Resumen de los procedimientos usados en los distintos tramos del agujero.

Condiciones de taladrado y comentarios del operador: Dato, por intervalo, de la velocidad relativa a la que la cabeza penetra la roca y la acción del taladro durante este proceso, (por ejemplo, “105.6-107.9: taladro lento, muy bloqueado, el agujero avanza a 15 minutos por pie (30,48 cm.).

Los cambios en las condiciones de taladrado parecen indicar diferente litología, alteración, o densidad de fracturas. Indicar la situación y la cantidad de explosivos usados para la voladura para ayudar el avance del agujero. Cualquier otro comentario relativo a la facilidad o dificultad de avanzar o mantener el agujero (indicar las situaciones).

Existencia de huecos: Indicar los intervalos con huecos con anotaciones adecuadas relativas a la proporción de cavidades. Los intervalos deben de ser resaltados donde esté el hueco, no la profundidad del mismo.

Indicación de la cementación: Indicar los intervalos con cementación y si los tramos han sido cementados más de una vez. Esto se puede unir al informe de huecos si este o el otro es corto.

Datos de la Campaña de Campo del taladro: Si se obtiene.

Datos del nivel del agua: Notas sobre la situación, cantidad de agua, y presiones de los caudales artesianos.

Finalización del taladro: Cómo se completó o se rellenó el taladro; si se utilizó chorro, lavado o achique; profundidad del recubrimiento dejado en el agujero, o si el recubrimiento fue extraído. Localización y tipo de piezómetros, situación, tamaños, y tipos de las tuberías ranuradas (incluyendo el tamaño y el espaciamiento de las ranuras) o los tubos (risers) de los piezómetros. Tipo de profundidad del relleno o profundidad del hormigón y tapón de bentonita; situación de los intervalos aislados, elevación de la parte alta de los tubos.

Razón para haber terminado el agujero: Si el agujero alcanzó la profundidad prevista o la razón por la que se paró antes de alcanzarla.

Tiempo estimado de taladrado:

- Tiempo total
- Tiempo de taladrado
- Tiempo de bajada

- b) Columna Centra: Las subcolumnas en la columna central son generalmente auto explicativas. Estas columnas pueden ser modificadas, o añadirse nuevas columnas al formato existente para escribir los índices apropiados o las condiciones especiales.

Ensayos de permeabilidad: Guardar la información general de estos ensayos. Se puede guardar información adicional de los “ensayos del agua” o informes del personal del sondeo.

Tipo y Tamaño del Agujero, Elevación, y Profundidad: Estas columnas son auto explicativas. Extracción de la muestra: Indicar el porcentaje de recuperación por cada tramo (esto no necesita de un gráfico). La extracción de la muestra por cada tramo debe de ser cuidadosamente indicada por el sondista en el Informe Diario de Sondeo. Sin embargo, esta columna debe de reflejar las medidas preparadas por el geólogo durante el registro. Finalización del agujero: Debe de añadirse esta columna. Es un gráfico de cómo se finalizó el agujero. Se puede incluir una explicación en la parte inferior de la sección intermedia de la ficha, describiéndola o con notas en el dibujo

ROD (Rock Quality Designation) Denominación de la Calidad de la Roca. Debe de ser indicada por cada tramo de muestra. Esta columna se considera necesaria para todas las estructuras del subsuelo y se recomienda para la mayoría de los registros de los agujeros de tamaño N. Registro de la litología: Una columna orográfica ayuda a visualizar rápidamente las condiciones geológicas. Pueden usarse los símbolos apropiados de los ensayos de correlación, zonas de falla, niveles del agua, alteración y fracturación.

Muestras para Ensayos: Debe incluir la localización de las muestras recogidas para ensayos y después se pueden poner los resultados en la columna, si ésta se agranda.

- c) Columna de Clasificación y Condiciones Físicas: Toda la información presentada debe de dividirse en un encabezado principal y varios subtítulos secundarios y terciarios. Los encabezamientos principales pueden “Depósitos Superficiales” y “Unidades de Roca” o pueden ser “Diferencias en ser Alteraciones” “Litologías”.

5.30 Descripción de los Suelos

El encargado de la toma de datos de los sondeos debe ser capaz de identificar los suelos según el sistema Unificado de la Clasificación de descripción de un suelo en la ficha debe incluir su nombre, seguido por los datos descriptivos necesarios. Después que se ha descrito el suelo, debe ser clasificado en su grupo correspondiente mediante las letras simbólicas. Estas letras simbólicas representan una variedad de suelos que tienen ciertas características comunes, aunque por sí solos no definen completamente un determinado suelo. Hay que usar una clasificación intermedia (dos símbolos separados por un guión) cuando el suelo no entra totalmente en uno de los grupos, pero participa de las características de ambos. La identificación y clasificación de suelos en los registros de sondeos deben de basarse en exámenes visuales y ensayos manuales. Los ensayos de laboratorio pueden usarse para comprobar la clasificación de los suelos; sin embargo, los resultados del laboratorio deben ser incluidos en un subpárrafo separado. Los suelos que se estudian en presas pequeñas se utilizan para uno de estos dos fines: como materiales de préstamos, de terraplenes o rellenos, o como cimientos de la presa y estructuras anejas. Las características del suelo que serán descritas dependerán del fin a que se destinen. En muchas estructuras, hay que hacer una gran excavación para llegar al cimiento deseado. Por motivos económicos se debe emplear al máximo este material excavado; así pues, una zona de cimientos se convierte a menudo en cantera de materiales y el estudio de estos suelos tiene que contener la información necesaria desde ambos puntos de Suelos (USCS).

Los suelos y las rocas alteradas que son posibles zonas de préstamos para el cuerpo de la presa, deben ser adecuadamente descritos en la ficha del pozo o sondeo. Como estos materiales resultarán muy alterados después de la excavación, transporte y su posterior compactación en terraplén, su estructura es menos importante que la cantidad y características de los suelos que lo componen, aunque es importante registrar su estado de humedad natural. Si el material que se va a compactar está muy seco, hay que añadirle agua para su compactación, mientras que si está muy húmedo y contiene bastante finos, necesita cierta preparación antes de utilizarlo. Basta con hacer una clasificación muy simple según el contenido natural de agua del suelo, llamándolo "seco", "húmedo" o "saturado". Los pozos hechos para estudiar los suelos de préstamos, llevan en su ficha el grupo de la clasificación a que pertenecen. Sin embargo dentro del mismo grupo es necesario anotar todos los cambios importantes del contenido de humedad. Cuando se estudia un suelo desde el punto de vista de la cimentación de la presa o estructuras dependientes de ella tienen gran importancia datos tales como: la estructura natural, contenido de humedad y compacidad; por lo tanto, las fichas deben resaltar las condiciones del suelo "in situ", además de describir su composición. El estado natural de los suelos de cimientos es muy interesante, puesto que su resistencia y posibles asentos, una vez en carga, varían enormemente con la consistencia y compacidad. Es, por lo tanto, importante, por ejemplo, decir si un suelo arcilloso es duro y seco o blando y húmedo. Hay que tener en cuenta en el proyecto los cambios de consistencia de los cimientos ocasionados por posibles variaciones de humedad durante la construcción y explotación de la obra. Si se ha clasificado bien el suelo se puede predecir el efecto de estos cambios de humedad en sus propiedades. Puede ser útil para identificar las condiciones naturales de un suelo la inclusión de las interpretaciones geológicas como loes, caliche, etc. además del nombre de la clasificación del suelo.

5.31 Descripción de Muestras de Roca

La capacidad de una cimentación de soportar las cargas impuestas por varias estructuras, depende principalmente de la deformabilidad, estabilidad y condiciones del agua del terreno de los materiales de la cimentación. La estimación e intuición por sí solas no son adecuadas para hacer proyectos seguros de presas. Se ha vuelto imperativo llevar a cabo un proyecto geológico debido a los recientes avances en mecánica de suelos y roca y los nuevos procedimientos analíticos permiten a los ingenieros calcular más condiciones analíticamente que antes. Para incorporar esas técnicas nuevas, los datos recogidos en los informes geológicos, no deben ser solamente precisos y concisos, sino también los más cuantificables posibles.

- a) **Objetivos de un Informe Geológico:** El objetivo principal al describir una muestra de roca, es disponer de un resumen conciso de las características geológicas y físicas más importantes para su uso por un ingeniero. El Bureau of Reclamation ha adoptado unos índices reconocidos, unas descripciones estandarizadas, y cuando sea necesario, unas descripciones numéricas de las características físicas para asegurar que esos datos se recogen de una forma uniforme, consistentemente y con precisión. La descripción debe hacerla un ingeniero geólogo. Así, una persona con experiencia puede resaltar detalles aparentemente de poca importancia, pero que él/ella sabe que tienen gran interés desde un punto de vista ingenieril, y excluir otros, que tengan sólo interés académico. Las descripciones correctas de las muestras de roca pueden ser preparadas exclusivamente con una inspección visual o una "muestra de mano" añadiendo unos simples ensayos de campo. Solamente son necesarios los ensayos detallados microscópicos o de laboratorio para definir el tipo de roca o su mineralogía en casos especiales.

- b) **Datos Necesarios para las Fichas de Sondeos:** El objeto del sondeo y de la toma de datos, es conocer las condiciones de la roca "in situ".

Por tanto, se debe anotar cualquier detalle o desperfecto de la muestra debido al tipo de sonda utilizado, tubo, u otro equipo usado, o causado por el uso de un equipo incorrecto o a cualquier irregularidad en la realización del sondeo. Estos factores pueden tener un marcado efecto sobre la cantidad y calidad de testigos obtenidos, particularmente en rocas blandas, friables o muy Asuradas, o en zonas de fallas. Las fichas geológicas requieren tanto la descripción de los materiales, como el detalle del equipo de sondeo, los métodos, y las condiciones que puedan proporcionar datos relevantes para un ingeniero o sean útiles en las interpretaciones geológicas. Normalmente se usa el USCS para describir los depósitos superficiales recogidos de los agujeros y descritos en la fichas geológicas (por ejemplo, material de erosión, aluvial, coluvial y suelo residual) donde se obtengan buenas muestras. Si no se pueden obtener muestras, deben de usarse los términos descriptivos de los trozos, el color del agua de retomo, las características del taladro, y la correlación con la superficie a la vista. Siempre es necesario guardar lo que está siendo descrito muestras o trozos. Son deseables unas descripciones uniformes para todas las características físicas como la compacidad, consistencia y estructura de acuerdo a las guías establecidas por el USCS. El nombre de la unidad geológica y la edad, cuando se conozca, también deben de incluirse (por ejemplo “Depósito del valle Cuaternario”, “Depósitos de lecho de río recientes”, “Aluvión Cuaternario”, y Coluvión Cuaternario”). La descripción de un testigo de roca incluye el típico nombre de la roca seguido de datos sobre sus estructurales, meteorización geológica, mineralógica o física de interés para características litológicas y condiciones físicas, y cualquier propiedad el estudio de las condiciones del subsuelo. El suelo rocoso o las unidades biológicas deben de ser delineadas e identificadas no sólo mediante el tipo general de roca, sino también cualquier característica mineralógica, o física que tenga importancia para un ingeniero para la interpretación de las condiciones del subsuelo.

Las descripciones del suelo rocoso deben de incluir los datos indicados a continuación:

1. Descripción General: Debe de proporcionarse una descripción general de cada unidad litológica. Esta debe incluir notas de su composición, tamaño del grano, forma, textura, color inalterado y alterado o de las caras a la intemperie, cementación, estructura, exfoliación y estratificación o esquistosidad y su orientación. Normalmente en los informes geológicos se incluyen descripciones más detalladas, permitiéndose en este caso un detalle menor.
2. Dureza y Resistencia.: La dureza y la resistencia de las masas de roca principalmente dependen de los tipos de rocas individuales, pero pueden estar modificadas por la intemperie o alteraciones. Junto con las descripciones de la dureza y la resistencia, la alteración por la intemperie puede ser el principal criterio para determinar la profundidad de la excavación, el diseño de los taludes, y el uso de los materiales excavados. Las grandes diferencias en la dureza son más importantes que las muy pequeñas o muy localizadas.
3. Características Estructurales: Las características estructurales (discontinuidades) en las masas de rocas en la forma de planos o superficies de separación incluyen las exfoliaciones, planos de plegamientos, fracturas, juntas, y zonas de rotura o fallas. Dado que esas características controlan o influyen comportamiento de la masa de roca como su resistencia, deformación, y permeabilidad, deben de ser descritas en detalle. Hay varios índices y al menos tres tipos de datos que son geológica, significativamente en el útiles para evaluar las características estructurales; estos son la densidad de fracturas o intensidad, descripción de fracturas, y descripción de planos de corte o fallas.

- a) Densidad de Fracturas: La densidad de fracturas se basa en el espaciado de todas las roturas que ocurren de forma natural en la muestras extraída (testigos continuos), excluyendo las roturas mecánicas y las zonas de cizallamiento o fallas. Deben de registrarse las longitudes máximas y mínimas y el rango de la longitud media de la muestra extraída. Estos espaciados de las fracturas deben de describirse siempre en términos de medidas físicas, pero los términos descriptivos de medidas son también convenientes y ayudan a transmitir las características de las masas rocosas. Esto es especialmente útil para proporcionar el porcentaje de los tipos de discontinuidades.
- b) Descripción de las Fracturas: Las fracturas o juntas deben de categorizarse en tipos basados en orientaciones similares, y debe describirse cada tipo. Deben de recogerse las medidas físicas, como la orientación (inclinación o pendiente) de los taladros, espaciamiento o frecuencia donde sea aplicable, y persistencia o continuidad. Además, deben de describirse las siguientes características: la composición, espesor y dureza de los rellenos o capas superiores; las características de las superficies (lisas o rugosas); veta; rellenos y si la fractura es abierta o cerrada En las muestras extraídas mediante taladro, debe de medirse el espaciamiento medio entre las fracturas a lo largo del centro de la muestras o, cuando se pueda distinguir una formación (juntas paralelas o subparalelas), el espaciado real perpendicular a esas superficies.

c) Descripciones de las Fallas Cizalladuras: Las fallas y cizalladuras deben de ser descritas en detalle, incluyendo los datos como el porcentaje de varios compuestos (incrustaciones, fragmentos de roca, vetas de cuarzo o calcita) y la relación de entre compuestos. Deben de registrarse el color incrustaciones, la humedad, la consistencia y la composición; y el fragmento o el tamaño de las brechas, la forma, las características de las superficies, la litología y la resistencia.

4. Pérdida del Testigo: Los intervalos de las pérdidas del testigo y sus causas deben de registrarse. Todos los testigos deben de ser medidos por el analista de los sondeos (usando el punto medio de los finales de los testigos), y las pérdidas o ganancias deben de ser transferidas a las extracciones adyacentes para compensar una con otra. Las pérdidas o ganancias no contempladas definidas por el informe del sondeo deben de compensarse, y debe de determinarse la situación del punto de la pérdida o ganancia. Las medidas inexactas del sondista y la situación donde se dejó la ultima extracción (quitado, dejado y reiniciado el taladro) pueden determinarse examinando el final y el principio de los testigos adyacentes para ver si encajan o muestran indicios de que han sido re-taladrados. Donde aparezcan pérdidas, debe de examinarse el testigo para determinar si la causa de la pérdida es crítica. Las pérdidas del agua del taladro y el color, o los cambios en las condiciones advertidos por el sondista pueden sugerir la causa de las pérdidas. Los métodos malos de perforación, las malas medidas, o las condiciones geológicas responsables de las pérdidas suelen ser reconocidas por un analista de los sondeos con experiencia. Cuando una parte de una falla se interpreta debido a la pérdida durante el taladro, la porción no recuperada debe de ser descrita como parte de la falla, y la pérdida usada para determinar su espesor.

5.32 Ensayos de Campos y Laboratorios

Hay una gran variedad de ensayos de campo y de laboratorio utilizados en el proyecto de presas. Sin embargo, solamente se describen aquí aquellos aplicables a los procedimientos simplificados de proyecto. Además del ensayo de penetración estándar, que permite obtener datos del terreno natural y aplicables al estudio de cimientos para pequeñas presas, hay otros tres ensayos de campo para obtener valores del suelo natural aplicables cimentaciones: Ensayos de permeabilidad, Ensayos de densidad “in situ”, y Ensayos de cortante de paleta (vane shear test). El ensayo de densidad “in situ” se emplea también en las zonas de préstamos, para determinar los factores de entumecimiento entre el volumen de excavación y el compactado. Los ensayos de laboratorio de los suelos descritos aquí se limitan a los necesarios para comprobar la clasificación de los suelos y determinar compactación, para poder compararlas con las hipótesis de proyecto, y poder establecer una correlación con los ensayos de control de construcción. Con la descripción de los ensayos se pretende dar una idea general de su alcance. Se describen también los ensayos de laboratorio, que comúnmente se piden en el Pliego de Condiciones, relativos a las escolleras y áridos para hormigones, con el fin de dar una idea de su significado.

5.33 Ensayos de Permeabilidad en el Campo

Se obtienen valores aproximados de la permeabilidad de los diferentes estratos atravesados con un sondeo, haciendo pruebas de agua en los taladros. La exactitud de los valores obtenidos depende de la homogeneidad del estrato ensayado y de ciertas restricciones de las fórmulas empleadas, aunque siempre que se tenga cuidado de ajustarse a los métodos recomendados, los resultados que se obtengan durante la perforación, serán buenos.

Para el proyecto de presas pequeñas, es innecesario el uso de métodos más precisos para determinar la permeabilidad (como los consistentes en bombear agua en pozos, mientras en una serie de agujeros de observación se mide el descenso de nivel de la capa freática o mediante el ensayo de bombeo usando tubos perforados de gran diámetro). Los ensayos descritos anteriormente son del tipo que se podrían llamar de bombeo; esto es, se basan en medir la cantidad de agua absorbida por el terreno a través del fondo abierto de un tubo, o a través de una sección del sondeo que no esté entubado. Estos ensayos no son válidos y pueden dar lugar a grandes errores, si no se utiliza agua limpia, ya que por pequeñas cantidades de limo o arcilla que tenga se puede obturar la sección a ensayar y dar como resultado permeabilidades demasiado bajas. Para asegurarse de que el agua es limpia, cuando sea necesario, se puede usar un filtro o un depósito de decantación. Es conveniente que la temperatura del agua impulsada sea mayor que la del agua del terreno, para evitar la formación de burbujas de aire en él, que pueden reducir considerablemente el paso del agua.

5.34 Ensayo de densidad “in Situ” (Método del Equivalente de Arena)

Este método se utiliza para determinar la densidad "in situ" en un cimiento, una zona de préstamos o en un terraplén compactado y consiste en la excavación de un agujero y determinación del peso del material excavado, así como del volumen del agujero mediante el relleno de él con una arena calibrada. El conocimiento del contenido de agua de una muestra del suelo excavado permite calcular la densidad seca del terreno. Se han utilizado varios procedimientos basándose en el empleo del aire, agua o aceite para medir el volumen del agujero, pero el método de la arena es el más corriente. Son suficientes unos 45 kilos (100 libras) de arena limpia, secada al aire, uniforme, que pasa por el tamiz número 16 y es retenida en el número 30. La arena se calibra vertiéndola en un recipiente de volumen conocido, pesándola y calculando su peso específico. En el lugar que se va a realizar el ensayo, se retiran las partículas de terrenos sueltas de una superficie de 100 a 150 centímetros cuadrados (18 a 24 pulgadas cuadradas) y se nivela ésta.

Se debe utilizar una plataforma de trabajo, al menos hasta un metro del borde del agujero, cuando se excavan suelos que se pueden deformar o cuando puedan cambiar las dimensiones del agujero debido al peso del operador. Es suficiente un agujero de 20 centímetros (8 pulgadas) de diámetro y 30 a 35 cm (12 a 14 pulgadas) de profundidad, para suelos cohesivos que contengan poca o ninguna grava. Para suelos con grava se necesita un agujero de 30 centímetros (12 pulgadas) de diámetro en la superficie, reduciéndose hasta 15 centímetros (6 pulgadas) a una profundidad de 30 a 35 cm (12 a 14 pulgadas). Se coloca en el terreno una plantilla de acero o madera con el tamaño adecuado del agujero y se hace la excavación cuidadosamente con una barrena u otra herramienta de mano. Todo el material sacado del agujero se coloca en un recipiente herméticamente cerrado, para pesarlo después. Para evitar la pérdida de humedad, se debe mantener cerrado el recipiente, excepto cuando se vaya a utilizar. En climas cálidos y secos, la superficie a ensayar debe estar a la sombra y cubrir el recipiente con un paño húmedo. Debe de meterse una bolsa de plástico en el recipiente para guardar el suelo extraído, y debe de cerrarse para evitar la pérdida de humedad. Se determina el volumen del agujero llenándolo cuidadosamente con la arena calibrada, usando un vertedor. El peso de la arena necesaria para llenar el agujero, se determina restando el peso final de arena y recipiente (más el peso calculado de la arena que ocupa el pequeño espacio de la plantilla) del peso inicial. El volumen de arena (y del agujero), se determina conociendo el peso específico de la arena calibrada. La densidad húmeda "in situ" del suelo se halla dividiendo el peso del suelo sacado del agujero por el volumen de éste. Para suelos que no contengan gravas, se toma una muestra representativa y se determina su contenido de agua. Después se calcula la densidad seca "in situ". En los suelos que contienen gravas, se determina la densidad húmeda de todo el material como sigue: En el laboratorio se separan del suelo las partículas de grava, se determina su peso y su volumen sólido y se restan del peso y volumen total del material respectivamente, para obtener la densidad húmeda de la fracción de suelo que pasa por el tamiz núm. 4. La densidad seca se deduce de la determinación del contenido de agua.

5.35 Ensayo de Cortante

El ensayo de cortante con paletas es un ensayo “in situ” para determinar el cortante de un suelo cohesivo sin drenar. El equipo consiste en cuatro elementos rectangulares de metal de poco espesor de la misma área, que están rígidamente unidos a una varilla. El equipo se inserta en una zona inalterada de suelo cohesivo, normalmente a través de un taladro. Se aplica un giro a la varilla desde la superficie. Se incrementa el giro en la varilla hasta que el elemento cilíndrico definido por el equipo rompe por cortante. La resistencia a cortante del suelo sin drenaje se obtiene a partir de la medida del esfuerzo de giro y el área del elemento cilíndrico

5.36 Ensayos en Laboratorios de Los Suelos

- a) Granulometría: La granulometría o análisis del tamaño de los granos del suelo, se hace: por un proceso de tamizado, por sedimentación en agua, o por combinación de los dos. Una muestra representativa del suelo se seca, pesa y se criba por el tamiz núm. 4, para separar la grava; ésta se pasa a través de una serie de tamices para determinar la cantidad de tamaños superiores a 7,6; 3,8; 1,9; 0,95 y 0,63 mm (3 pulgadas, 1 1/2 pulgadas, 3/4 pulgadas, 3/8 pulgadas y 1/4); en el resto del ensayo se usa una muestra, secada a la estufa, de material que pasa por el tamiz núm. 4. Se pesan cuidadosamente 100 gramos de suelo en el caso de arena (50 gramos en limos y arcillas) y se mezclan con 125 cm³ de solución 4 por ciento de hexametáfosfato de sodio y agua destilada, para separar los finos. Después de al menos 18 horas, se agita la mezcla con una batidora mecánica y se pasa a una probeta de 1.000 ml. y se añade agua destilada hasta llenar exactamente los 1.000 ml.

La probeta que contiene la mezcla se coloca sobre una mesa y se pone en marcha un reloj; colocando en la mezcla un hidrómetro de suelos, se hacen lecturas al cabo de un minuto y de cuatro, diecinueve y sesenta minutos, y también pasadas siete horas quince minutos, cuando se prevé la existencia de arcillas. El hidrómetro, del tipo de Bouyoucos, está calibrado en gramos por litro a 20° C, y sus lecturas están corregidas para tener en cuenta: el error de menisco (la altura de menisco se lee durante el ensayo), la temperatura; distinta de 20° C y las distintas cantidades de agente defloculador empleado. A la terminación de la lectura de una hora o de siete horas quince minutos, la mezcla se lava sobre un tamiz standard U.S. núm. 200 y la fracción retenida se separa por medio de los tamices núms. 8, 16, 30, 50, 101 y 200; generalmente se vibra durante quince minutos en una criba mecánica y después se pesa el residuo de cada tamiz.

- b) Contenido de Humedad.: El contenido de humedad de un suelo en porcentaje se define como el cociente entre la masa de agua que contiene la muestra y la masa del suelo seco. El procedimiento exige determinar la masa de la muestra de suelo húmedo y el recipiente y después secarla en un horno a 110 °C hasta peso constante. El tiempo preciso para alcanzar un peso constante varía para los distintos suelos desde unas pocas horas para los arenosos hasta varios días para las arcillas grasas. El tiempo mínimo empleado debe ser de unas dieciséis horas. La muestra seca con el recipiente se colocan, antes de pesarlos, en un secador para enfriarlos hasta la temperatura ambiente. El porcentaje de contenido de humedad se calcula como diferencia entre los pesos inicial y final de muestra y recipiente, dividida por la diferencia entre el peso del suelo y recipiente secos, y el peso del recipiente. Para asegurar la exactitud, se recomiendan los siguientes tamaños de muestras para determinar el contenido de agua: La muestra de gravas debe para ser el número suficientemente 4 a 7,6 grande para obtener una muestra representativa del material hasta el tamaño de 7,6 cm (3 pulgadas).

- c) **Límite de Atterberg:** Para obtener el límite líquido de un suelo, se mezcla con agua la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 40 y se coloca en una cuchara de bronce, se enrasa hasta una profundidad de un centímetro y se abre un surco como puede verse en la figura 5-9; se le dan dos vueltas por segundo a la manivela, hasta que las dos partes, en que se ha dividido la muestra, se pongan en contacto en el fondo de la cuchara en una longitud aproximada de media pulgada (1,3 cm.) y se cuenta el número de golpes que han sido necesarios. Se determina seguidamente el contenido de agua de esta porción de suelo. El ensayo se repite añadiendo o quitando agua hasta que el número de golpes sea de 25; es decir, se anotan los resultados del ensayo con más o con menos de 25 golpes, se dibuja un diagrama en papel semilogarítmico con el número de golpes en la escala logarítmica y el contenido de agua en la escala aritmética. El contenido de agua correspondiente a los 25 golpes es el valor del límite líquido. El límite plástico es el menor contenido de humedad posible, expresado como porcentaje del peso del suelo secado en estufa, con el que se pueden formar bastoncillos con el suelo de 1/8 de pulgada (3,17 mm.) de diámetro, sin que se rompan. Para determinarlo, se mezclan unos 15 gramos de la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 40 con suficiente agua para obtener un material plástico y se hace una bola. Después se hace rodar el suelo entre la palma de la mano y un cristal o un papel secante para formar el bastoncillo de 1/8 de pulgada de diámetro; se vuelve a hacer una bola y se repite la operación que se continúa hasta que el suelo se parta al formar el bastoncillo de 1/8 pulgada de diámetro y no se pueda volver a amasar. El contenido de agua determinado con el suelo en estas condiciones es el límite plástico. El índice de plasticidad de un suelo es la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.
- d) **Peso Específico:** El peso específico se define como la relación entre el peso de un volumen dado del material y el peso de un volumen igual de agua destilada a una temperatura determinada.

Para la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 4, se determina generalmente el peso específico por el método del matraz. En este método se calibra el volumen de un matraz de cuello largo de 250 ml. a distintas temperaturas y se lavan, dentro del frasco, con agua destilada, cien gramos del suelo en cuestión; con el nivel del agua por debajo del cuello, se hace el vacío para provocar la salida de las burbujas de aire que contendrá la mezcla. Cuando se halla la mezcla prácticamente sin aire, se añade agua destilada y se vuelve a hacer el vacío, de forma que quede completamente ocupado por la mezcla el volumen calibrado de la botella. Una vez extraído todo el aire, se pesan la botella y su contenido y se determina la temperatura de la mezcla. Se deduce el volumen de los 10 gramos de suelo seco de los datos obtenidos, y se calcula el peso específico del suelo. Para determinar el peso específico de gravas o cantos rodados, se sumerge el material en agua durante veinticuatro horas y se seca con una toalla. El material que está entonces en estado de "saturado con la superficie seca", se pesa y se coloca con cuidado en un sifón, midiéndose el volumen de agua desplazado. El peso específico seco es el cociente entre el peso del material secado al horno y el volumen desplazado por el mismo material "saturado con la superficie seca".

- e) Compactación de Laboratorio: EX máximo peso específico seco de un suelo es el máximo peso específico seco que se puede obtener por el método que se describe a continuación. El contenido óptimo de agua de un suelo es el contenido de agua que tiene cuando está en este estado. Para hacer este ensayo se añade agua a 16,2 kg (35 libras) de la fracción del suelo que pasa por el tamiz núm. 4, hasta que adquiera una consistencia tal, que no se adhiera a la mano cuando se estruje fuertemente.

Se compacta una muestra de suelo con el molde de 1/20 de pie cúbico, 1,42 litros (con el collarín puesto), en tres tongadas iguales, cada una con 25 golpes uniformemente distribuidos, dados con una pesa de 5,5 libras (2,5 Kg.) que cae libremente desde una altura de 18 pulgadas (45,7 cm.). La tercera tongada se enrasa en el collarín, se quita éste y se enrasa la parte superior con un cuchillo de filo recto, pesando entonces suelo y molde. Se determina el contenido de agua de una muestra seca, sacada del centro. Este proceso se repite por lo menos cinco veces utilizando cada vez una nueva muestra del suelo y aumentando el contenido de agua hasta que decrezca la densidad húmeda del suelo compactado.

El molde usado tiene forma cúbica y un volumen de 1,42 litros (1/20 pies cúbicos), Utilizando el proceso descrito anteriormente, se produce un esfuerzo de compactación de 48,45 metros-kilo por metro cúbico de suelo (equivalentes a 12,375 pies-libras por pie cúbico de suelo). Los métodos standard de la ASTM D 698 y el de la AASHTO, usan un esfuerzo de compactación igual, de 12,375 pies-libras por pie cúbico, e idénticos procedimientos, excepto el volumen del molde que es de 1/30 de pie cúbico (0,94 litros) y la altura de caída de la masa, que es de 12 pulgadas (30,48 cm.), en lugar de 18 (45,7 cm). La resistencia a la penetración del suelo compactado por puntos a lo largo de la curva de compactación, puede ser obtenida clavando la aguja Proctor en cada muestra del suelo compactado y determinando la resistencia de penetración en Kg/cm² (pulgadas/pie cuadrado). Se ha empleado mucho este método para controlar la humedad en la compactación de terraplenes.

- f) Densidad relativa: La densidad relativa se define como el estado de compactación del suelo respecto a los estados de mayor o menor densidad puede adquirir por procedimientos de laboratorio. Este ensayo, se aplica a materiales sin cohesión que no tienen curvas de compactación de laboratorio bien definidas.

g) El mínimo índice de peso (porcentaje de densidad relativa cero) se obtiene colocando cuidadosamente suelo seco que en un recipiente de tamaño conocido, generalmente de 2,8 a 14,2 litros (de 0,1 a 0,5 pies cúbicos). En arenas, durante la colocación, es admisible una caída libre de 2,54 cm. (1 pulgada); las gravas de tamaño mayor de 7,62 cm (3 pulgadas) se introducen en una paleta. El exceso de suelo se enrasa con cuidado con la boca del recipiente y se pesa éste. Se pueden utilizar dos métodos para determinar el índice de peso específico (porcentaje de densidad relativa). En el primer método el suelo se humedece enteramente y se coloca despacio en un recipiente provisto de un vibrador. Una vez lleno, se hace funcionar el vibrador. El material y el recipiente se pesan, el material del recipiente se vacía en un plato, se seca y se pesa. En el segundo método el suelo y el contenedor utilizado con el mínimo índice de peso se vibra, se mide la reducción del volumen provocada por la vibración y se calcula el máximo peso específico. Se prueban ambos métodos y se ve cuál de estos resultados produce el mayor peso específico.

CAPITULO 6

PRESAS DE TIERRA

6.1 Origen y Desarrollo

Las presas de tierra han sido utilizadas desde los principios de la civilización para embalsar agua para riego. Esto se atestigua por la historia y los restos de antiguas estructuras. Algunas de las presas construidas en la antigüedad eran muy grandes. En Ceilán en el año 504 antes de Jesucristo, se construyó una presa de tierra de 17,7 kilómetros de largo, 21,3 metros de alto y un volumen de terraplén de 22,2 millones de metros cúbicos. Las presas de tierra, siguen siendo hoy día como en el pasado el tipo de presa más empleado, debido principalmente a que en su construcción, los materiales se emplean en estado natural con poca elaboración. Hasta épocas recientes, todas las presas de tierra se proyectaron por métodos empíricos, y la literatura ingenieril está repleta de reseñas de fallos. Estas roturas impulsaron a la búsqueda de métodos racionales para sustituir a los procedimientos empíricos, tanto en el proyecto como en la construcción de presas de tierra. Uno de los primeros en sugerir que los taludes para presas de tierra deben de elegirse sobre estas bases, fue Bassell en 1907. Sin embargo, el avance conseguido hasta los años 30 fue muy pequeño. El rápido desarrollo de la ciencia de la mecánica del suelo, desde esta época, produjo un gran incremento en los procedimientos útiles para el proyecto de presas de tierra.

Estos procedimientos incluyen una investigación previa completa de las condiciones de los cimientos y de los materiales de construcción, La aplicación de los conocimientos ingenieriles y de la técnica al proyecto, Métodos de construcción cuidadosamente planificados y controlados, y Sistemas de monitorización e instrumentación cuidadosamente diseñados y planificados. La filosofía actual es la interrelación entre el diseño, proyecto, la construcción, la operativa y los procesos de mantenimiento, y no se considera un diseño completo hasta que la presa cumple con su propósito y se comprueba que es segura a lo largo de varios ciclos de operación.

Las presas de tierra han llegado actualmente a ser construidas (1987) con alturas sobre cimientos superiores a los 150 metros; y durante los últimos 40 años se han construido cientos de grandes presas compactadas de tierra con un resultado muy satisfactorio. Sin embargo, es más frecuente la rotura de pequeñas presas de tierra. Aunque algunas de estas roturas son debidas a un proyecto incorrecto, la mayor parte de ellas se deben a la falta de cuidado en la construcción. Los métodos apropiados para la construcción incluyen una preparación adecuada de los cimientos y la colocación de los materiales en el dique de la presa con el necesario grado de compactación, estableciendo un sistema de control mediante ensayos. El proyecto de una presa de tierra debe ser realista. Debe reflejar las verdaderas condiciones de los cimientos en el lugar de ubicación, así como los materiales disponibles para la construcción del terraplén. No debe ser copia de un proyecto que se haya realizado con éxito, pero en condiciones distintas, incluso en un lugar de características similares. Debe diseñarse para un lugar geológico específico.

6.2 Objeto del Estudio

Este tipo de construcción, se emplea en la casi totalidad de las construcciones actuales. El relleno hidráulico o semi-hidráulico se utiliza muy raramente. La información contenida en este capítulo es de aplicación general al diseño de una presa de tierra. Sin embargo, algunos de los procedimientos empíricos presentados son específicos para el diseño de una pequeña presa, en un marco geológico simplificado de materiales sin problemas. Una presa "pequeña" será aquella cuya altura máxima, sobre el punto más bajo en el lecho original del río, no sobrepase los 15 metros y cuyo volumen sea tal, que no puedan realizarse ahorros significativos empleando procedimientos más precisos, normalmente reservados para el proyecto de grandes presas. Una presa de poca altura no puede considerarse pequeña si su volumen sobrepasa los 750.000 metros cúbicos.

Muchas presas, pequeñas y grandes, son modificadas para actualizar sus capacidades a los requerimientos actuales, especialmente en el área de la capacidad de avenidas y resistencia a terremotos. Los procedimientos que se estudian en este texto no son lo suficientemente detallados para poder ser aplicados directamente, en el proyecto de aquellas presas cuyos cimientos sean excesivamente débiles o permeables, ni donde la naturaleza del único suelo disponible para la construcción del terraplén sea poco común. Los procedimientos de diseño son también inapropiados cuando la naturaleza del suelo disponible para la construcción de los terraplenes sea inusual. En esta categoría están los suelos expansivos, suelos de alta plasticidad, de pequeña densidad máxima, o con un alto contenido de humedad que no puede reducirse por medio de drenajes. Estas condiciones requieren los servicios de un ingeniero especializado en presas de tierra, para dirigir las investigaciones, determinar el programa de ensayos de laboratorio, interpretar estos ensayos y supervisar la redacción del proyecto y del pliego de condiciones.

6.3 Elección del Tipo de Presa de Tierra

Cuando esta elección conduce a una presa de tierra, debe hacerse un estudio posterior para elegir el tipo de presa de tierra. Este texto incluye únicamente las presas de tierra del tipo de capas compactadas. En él la mayor parte del terraplén se construye mediante la compactación mecánica de estratos sucesivos. El material obtenido en las zonas de préstamos y el aprovechable de las excavaciones hechas para otras estructuras, se transporta hasta el dique por medio de camiones o traillas. Posteriormente se extiende con motoniveladoras o bulldozers y se riega, si es necesario, para formar capas de espesor limitado y con la cantidad de agua necesaria, que se compactan completamente y se unen con la precedente por medio de apisonadoras de características y peso adecuados. Las presas de tierra compactada pueden ser de tres tipos: De pantalla, homogéneas y heterogéneas.

a) De pantalla: En este tipo de terraplén se construye con material permeable (arena, grava o roca), estableciéndose una pantalla fina de material impermeable que constituye una barrera que impide el paso del agua. La posición de esta pantalla puede variar desde un manto en el paramento de aguas arriba a un núcleo vertical central. La pantalla puede ser de tierra, hormigón, hormigón bituminoso u otros materiales. Si el manto o el núcleo central es de tierra, se considera que es una "pantalla" si su espesor horizontal a cualquier altura es menor de 3 metros o menor que la altura de terraplén que queda por encima. Si la zona de tierra impermeable es igual o mayor que este espesor, la presa se considera del tipo heterogéneo. El diseño y la construcción de una presa de pantalla deben de ser realizados con cuidado. Aunque se han construido con éxito presas con pantalla interna no se recomienda este tipo de construcción, para las estructuras incluidas en este texto. Todas las pantallas internas, incluidas las construidas en tierra o materiales rígidos como el hormigón, tienen riesgo de rotura debida a los movimientos relativos inducidos por la consolidación del terraplén, la fluctuación de los niveles del embalse, y la consolidación no uniforme de la cimentación. La construcción de una pantalla de tierra interna, con los filtros necesarios, requiere un elevado grado de calidad y un control más exacto del que es posible en presas pequeñas de tierra. Las pantallas internas de material rígido, tales como el hormigón, tienen la desventaja, de no ser fácilmente accesibles para una inspección o una reparación de emergencia si se produce una rotura debida al asiento de la presa o de sus cimientos. No es recomendable la construcción de un manto impermeable de tierra en el talud de una presa permeable, debido al coste y a la dificultad de construir los filtros adecuados. Además el manto debe de estar protegido contra la erosión producida por la acción de las olas, y si se entierra ya se dijo que no es fácilmente accesible para una inspección o reparación.

Si la existencia de suelo impermeable es tan limitada que no puede construirse una presa del tipo heterogéneo se recomienda, en el caso de presas pequeñas, colocar en el talud de aguas arriba una pantalla de material manufacturado. Si la mayor parte de los materiales en una presa de pantalla es roca, la presa se clasifica como presa de escollera. En este tipo de terraplén se construye con material permeable (arena, grava o roca), estableciéndose una pantalla fina de material impermeable que constituye una barrera que impide el paso del agua. La posición de esta pantalla puede variar desde un manto en el paramento de aguas arriba a un núcleo vertical central. La pantalla puede ser de tierra, hormigón, hormigón bituminoso u otros materiales. Si el manto o el núcleo central es de tierra, se considera que es una "pantalla" si su espesor horizontal a cualquier altura es menor de 3 metros o menor que la altura de terraplén que queda por encima. Si la zona de tierra impermeable es igual o mayor que este espesor, la presa se considera del tipo heterogéneo. El diseño y la construcción de una presa de pantalla deben de ser realizados con cuidado. Aunque se han construido con éxito presas con pantalla interna no se recomienda este tipo de construcción, para las estructuras incluidas en este texto. Todas las pantallas internas, incluidas las construidas en tierra o materiales rígidos como el hormigón, tienen riesgo de rotura debida a los movimientos relativos inducidos por la consolidación del terraplén, la fluctuación de los niveles del embalse, y la consolidación no uniforme de la cimentación. La construcción de una pantalla de tierra interna, con los filtros necesarios, requiere un elevado grado de calidad y un control más exacto del que es posible en presas pequeñas de tierra. Las pantallas internas de material rígido, tales como el hormigón, tienen la desventaja, de no ser fácilmente accesibles para una inspección o una reparación de emergencia si se produce una rotura debida al asiento de la presa o de sus cimientos. No es recomendable la construcción de un manto impermeable de tierra en el talud de una presa permeable, debido al coste y a la dificultad de construir los filtros adecuados.

Además el manto debe de estar protegido contra la erosión producida por la acción de las olas, y si se entierra ya se dijo que no es fácilmente accesible para una inspección o reparación. Si la existencia de suelo impermeable es tan limitada que no puede construirse una presa del tipo heterogéneo se recomienda, en el caso de presas pequeñas, colocar en el talud de aguas arriba una pantalla de material manufacturado. Si la mayor parte de los materiales en una presa de pantalla es roca, la presa se clasifica como presa de escollera.

- b) Tipo homogéneo: Una presa de tipo homogéneo puro se compone de material de una sola clase (excluyendo la protección de los taludes). El material que forma la presa debe ser suficientemente impermeable como para proporcionar una estanqueidad adecuada y los taludes, por exigencias de la estabilidad, deben ser relativamente tendidos. En cualquier caso y para evitar desprendimientos, deben ser suficientemente tendidos, tanto el paramento de aguas arriba, si se estima que puede producirse un desembalse rápido, como el de aguas abajo para resistir los desprendimientos cuando esté saturado hasta un nivel alto. Es inevitable que emerja la filtración en el talud de aguas abajo de una sección completamente homogénea a pesar de su poca pendiente y de la impermeabilidad del suelo, si se mantiene alto el nivel del embalse durante un período de tiempo suficientemente largo. El paramento de aguas abajo se verá afectado eventualmente por la filtración hasta una altura de aproximadamente un tercio del embalse. Aunque inicialmente era muy común en el proyecto de presas pequeñas, la sección completamente homogénea ha sido sustituida por una sección modificada, en la cual pequeñas cantidades de material permeable cuidadosamente colocado controlan la acción de la filtración de forma que se permiten taludes más pronunciados. Como se indica, pueden emplearse grandes rocas en el pie de la presa, o si se dispone de materiales con una granulometría adecuada, puede utilizarse una capa horizontal de drenaje.

Las capas de drenaje y de filtración deben de ser diseñadas para cumplir los requisitos de filtración de los materiales de relleno o de la cimentación. Recientemente, para evitar los defectos de construcción como las elevaciones de material suelto, la poca unión del material, capas permeables inadvertidas, desecadas, y suelos expansivos, la combinación de una capa horizontal de drenaje con drenajes para la filtración se ha convertido casi en estándar. Otro método de proporcionar drenaje es la instalación de tuberías de drenaje. Estas se recomiendan en presas pequeñas solamente en el caso en que puedan usarse junto con capas horizontales de drenaje o zonas permeables. No debe confiarse el drenaje únicamente a las tuberías, debido a la posibilidad de colmatación producida por el uso de los filtros inadecuados, crecimiento de raíces o deterioro. Debido a que la sección homogénea modificada con drenaje proporciona un proyecto más idóneo, la sección totalmente homogénea debe emplearse raramente. Normalmente deben de construirse filtros y drenajes. El tipo de presa homogénea (u homogénea modificado), es recomendable en lugares donde los suelos disponibles presentan poca variación en la permeabilidad y los diferentes permeables, que se pueden emplear, se encuentran en poca cantidad o a un coste más elevado. Una sección homogénea nunca debe de ser utilizada si los materiales disponibles son expansivos y erosionables, como los sedimentos o arenas finas, o sujeta a una desecación de moderada a severa. Siempre hay que ensayar esas características de los suelos. Donde esas características existen, se recomienda ser aconsejado por un ingeniero con experiencia en presas de tierra.

- c) Tipo heterogéneo o de zonas: El tipo más común de sección de presa de tierra compactada es aquel que tiene un núcleo central impermeable, cubierto por zonas de materiales considerablemente más permeables.

Las zonas permeables cubren, soportan y protegen el núcleo impermeable; la zona permeable del paramento de aguas arriba proporciona estabilidad en los desembalses rápidos; y la zona permeable del paramento de aguas abajo actúa como dren para controlar la filtración y un nivel freático menor. En muchos casos es necesario un filtro entre la zona impermeable y la permeable aguas abajo y una capa de drenaje debajo de la capa permeable aguas abajo. Estas capas de filtros-drenaje deben de cumplir los criterios de los filtros con los materiales adyacentes de relleno y cimentación. En algunos casos se construyen multicapas para cumplir las necesidades de capacidad.

En todo caso, el debe de ser cumplido entre la capa impermeable y la permeable aguas abajo y entre las permeables y la cimentación. Para lograr un control más efectivo de la filtración y la filtración en el caso de desembalse rápido, la permeabilidad debe de ser incrementada progresivamente desde el centro de la presa hacia cada uno de los taludes. Las zonas permeables pueden estar compuestas por arena, grava, cantos rodados o fragmentos de roca, o mezclas de estos materiales. La presa se considera del tipo heterogéneo si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto, es igual o mayor que la altura de terraplén sobre ese punto de la presa, y no menor de 3 metros. La anchura máxima de la zona impermeable, vendrá condicionada por criterios de estabilidad y filtración, así como por las disponibilidades de material. Una presa con un núcleo impermeable de anchura moderada compuesto de materiales resistentes y con grandes capas permeables, puede tener unos taludes externos relativamente pendientes, limitados únicamente por la resistencia de los cimientos, la estabilidad del dique y por consideraciones relativas a su conservación. Las condiciones que tienden a aumentar la estabilidad pueden ser decisivas en la elección de una sección, incluso aun cuando sea necesario un transporte más largo para obtener los materiales requeridos.

Puede decirse, que si se dispone de suelos diferentes la elección del tipo de presa será siempre del tipo heterogéneo (en Zonas), puesto que sus inherentes ventajas producen una gran economía en el coste de construcción.

6.4 Bases del Proyecto

Los datos necesarios para el proyecto de una presa de tierra se estudian en varios capítulos de este manual, y. la investigación de la cimentación y las fuentes de materiales de construcción. El detalle y la exactitud de los datos dependerán de la naturaleza del proyecto y su propósito inmediato; es decir, si se desea el proyecto como base para una estimación del coste, que sirva para determinar la posibilidad de su realización, si el proyecto se realiza con el propósito de construirlo, o si ha de servir a algún otro propósito. La amplitud de las investigaciones de los cimientos y de la procedencia de los materiales, estará supeditada a la complejidad de su finalidad.

6.5 Criterios para el Proyecto

El principio básico del proyecto es la construcción de una estructura funcional satisfactoria, con un coste mínimo. Hay que tener en cuenta las necesidades de conservación, de forma que la economía lograda en el coste inicial de construcción no dé lugar a un coste excesivo de conservación. Este último coste variará, con las precauciones adoptadas en la protección del talud de los paramentos de aguas arriba y aguas abajo, el tipo de drenajes, las obras de fábricas necesarias, y el equipo mecánico. Para obtener un coste mínimo, la presa debe proyectarse con una utilización máxima de los materiales más económicos disponibles, incluyendo el material procedente de las excavaciones necesarias en los cimientos y en las estructuras anexas.

Una presa de tierra debe ser segura y estable durante todas las fases de construcción y explotación del embalse. Para que así sea, deben de cumplirse las siguientes condiciones:

- a) El dique, la cimentación, los taludes y el perímetro del embalse debe de ser estable y no sufrir deformaciones inaceptables bajo ninguna condición de carga debida a la construcción del dique, la operación del embalse o sismos.
- b) Debe controlarse el caudal de filtración a través del dique, cimientos, estribos y el perímetro del embalse para que no se produzcan subpresiones, erosiones internas, inestabilidades, eliminación de material por disolución o erosión del material que produzcan roturas, juntas o cavidades. Debe controlarse la pérdida de agua por filtración, de forma que no afecte el aprovechamiento planificado.
- c) El perímetro del embalse debe de ser estable bajo cualquier condición operativa para prevenir el deslizamiento sustancialmente al de la ladera en el embalse, lo que podría causar una gran ola que sobrepasara la presa.
- d) Debe evitarse un posible vertido por la coronación, durante la avenida de proyecto, construyendo un aliviadero y unos desagües con capacidad suficiente.
- e) El terraplén debe de tener el resguardo necesario para evitar desbordamientos por la acción de las olas.
- f) La curvatura de la coronación debe de ser suficiente para permitir el asentamiento de la cimentación y los taludes, pero no debe ser considerado como parte del resguardo.
- g) El talud del paramento de aguas arriba debe de estar protegido contra la erosión producida por las olas, y la coronación y el talud del paramento de aguas abajo deben de estar protegidos contra la erosión debida a la acción del viento y de la lluvia.

Una presa de tierra proyectada de forma que cumpla estas condiciones, será segura si se emplean los métodos adecuados de construcción y control.

La aplicabilidad de esos procedimientos a un caso específico dependerá de la finalidad del proyecto, el tamaño y la importancia de la estructura y la complejidad del problema.

6.6 Proyecto de los Cimientos

El término "cimiento", según se usa aquí, incluye el suelo del valle y de los estribos. Las condiciones esenciales que debe cumplir un cimiento para una presa de tierra son las de proporcionar un cimiento estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y carga, y suficientemente resistencia a la filtración para evitar las pérdidas de agua excesivas. Aunque el cimiento no se proyecta realmente, se hacen ciertas previsiones para asegurar que se cumplen las condiciones necesarias. No hay dos cimientos iguales; cada uno tiene su propio problema, y requiere un tratamiento y una preparación especial. Entre los diversos tipos de estabilización de cimientos débiles, y de reducción de la filtración en los cimientos permeables, así como de los tipos y situación de los elementos para interceptar la infiltración, se escogerán los que mejor se adapten a las condiciones locales. La importancia de un tratamiento adecuado de la cimentación está enfatizada por el hecho de que aproximadamente el 40 por ciento de los accidentes en presas de tierra y el 12 por ciento de todos los fallos se deben a deficiencias en la cimentación. Existen soluciones teóricas, basadas en los principios de la mecánica del suelo a los problemas relacionados con cimientos permeables o débiles. La mayoría de estas soluciones, sin embargo, son relativamente complejas y pueden emplearse únicamente si se han determinado las permeabilidades en diversas direcciones y la resistencia de los cimientos, mediante ensayos de campo y laboratorio que son bastante caros. Normalmente para las presas pequeñas, las investigaciones de esta naturaleza y los complejos proyectos teóricos no son necesarios.

Para estas estructuras es más económico proyectar los cimientos, mediante estimación de sus características y utilizar amplios coeficientes de seguridad. El ahorro en el coste de construcción que puede alcanzarse con un proyecto más riguroso, no compensa normalmente el coste adicional de investigación, ensayos e ingenieros. Sin embargo, hay cimientos cuyas características son tan poco frecuentes, que si se quiere proyectar con el adecuado coeficiente de seguridad, no puede hacerse extensivo este criterio. Tales cimientos requieren los servicios de un ingeniero especializado en presas de tierra y están fuera del objeto de este texto.

Como los diferentes tipos de cimientos requieren tratamientos diferentes, se han agrupado en tres clases principales, de acuerdo con sus características predominantes:

1. Cimientos en roca.
2. Cimientos en material de grano grueso (arena y grava).
3. Cimientos en material de grano fino (limo y arcilla).

Hay que hacer notar, que puesto que los cimientos tienen diversos orígenes tales como aluviones del río, glaciares y otros procesos de erosión, desintegración y sedimentación, se caracterizan por tener infinitas variaciones, en las combinaciones, disposiciones estructurales y características físicas de los materiales constituyentes. Los depósitos pueden estar estratificados, formando capas de arcilla, limo, arena fina y grava; o pueden estar formados por masas lenticulares del mismo material, sin ninguna regularidad en su situación y de amplitud y espesor variable. Sin embargo, según se ha comprobado con la exploración los cimientos pueden agruparse normalmente en las clases anteriormente mencionadas, para el proyecto de pequeñas presas, y la determinación del tratamiento necesario será evidente.

Normalmente, los cimientos permeables no presentan dificultades en cuanto al asiento o estabilidad para presas pequeñas, recíprocamente, los problemas de filtración no están asociados con cimientos débiles en donde son de temer asientos o desplazamientos.

En este capítulo se estudian los tratamientos necesarios para los diferentes tipos de cimientos indicados anteriormente. Si el material del cimiento es impermeable y comparable al material compactado del dique en cuanto a características estructurales se refiere necesitará poco tratamiento. El tratamiento mínimo a realizar en cualquier cimiento es la escarificación del área del cimiento para quitar la capa vegetal, la capa superficial con alto contenido de materia orgánica y otros materiales inadecuados que pueden eliminarse con una excavación a cielo abierto. En muchos casos en que la capa superior es pequeña, se excava el cimiento hasta el lecho rocoso. En todo suelo de cimentación en el que no se emplee una pantalla total o parcial, debe construirse una zanja de "enlace" para unir la zona impermeable del dique al cimiento. La zanja de enlace debe atravesar la parte superior del suelo del cimiento que generalmente carece de la densidad del suelo más profundo, debido a la acción del hielo, la escorrentía superficial, el viento u otras causas. Esta capa debe de ser penetrada por la zanja para permitir la inspección y asegurar el paso de la zona impermeable del talud a través de esa zona cuestionable. Una anchura en el fondo de 6 metros, para esta zanja, es normalmente suficiente. En cualquier emplazamiento, el cimiento está formado ordinariamente por una combinación de las clases de materiales indicadas anteriormente. Por ejemplo, la parte del lecho, normalmente es un cimiento de arena con grava, mientras que los estribos son rocosos con taludes muy pendientes si la roca está en la superficie o con taludes suaves si la roca está cubierta por depósitos profundos de arcilla o limo. Por lo tanto, el proyecto de cualquier presa suele estar relacionado con problemas de cimentación muy diversos.

6.7 Cimientos Rocosos

Los cimientos rocosos son generalmente considerados como el tipo de cimentación más adecuada y generalmente no presentan problemas para pequeñas presas de tierra. Incluso los cimientos de rocas débiles son preferibles a cimentaciones en suelos. La elección de una cimentación en roca está indudablemente justificada cuando la masa de roca es en general homogénea y resistente en las zonas que van a ser afectadas por la presa y el embalse. Sin embargo los emplazamientos de presas con una buena cimentación de roca cada vez más raros. Los proyectistas están siendo obligados a utilizar cimentaciones muy diferentes a la ideal porque el crecimiento de los centros de población incrementa la necesidad de la conservación de agua para usos domésticos, agrícolas e industriales en nuevos lugares. Los cimientos en roca deben de ser cuidadosamente investigados para asegurar que son suficientemente resistentes. Si hubiera alguna duda, debe de consultarse a un ingeniero proyectista con experiencia en presas de tierra. La superficies de la cimentación de roca contra las que se va a situar el relleno deben de ser tratadas adecuadamente para asegurar que las fracturas, zonas con fallas, caras con mucha pendiente, áreas muy irregulares, zonas con agua, etc no producen filtraciones y cursos de agua en el interfaz de la cimentación y el relleno. El tratamiento de las zonas deficientes de la cimentación es especialmente crítico en las áreas bajo el núcleo impermeable y el filtro y la zona impermeable.

6.8 Métodos de Tratamientos de Cimientos Rocosos

Los cimientos rocosos deben de ser investigados cuidadosamente para determinar su permeabilidad. Hay que considerar hacer inyecciones si hay peligro de erosión por filtración o la excesiva pérdida de agua a través de las juntas, fisuras, grietas, estratos permeables y planos de fractura. Para determinar si la cimentación en roca debe de ser inyectada hay que examinar la geología del emplazamiento y analizar las pérdidas de agua mediante agujeros de exploración en la cimentación.

Se requiere mucha experiencia para tomar esta decisión dado que cada cimentación es única. Además, puede haber otros métodos más efectivos o económicos para controlar la filtración que las inyecciones. Si existen condiciones cuestionables hay que buscar el asesoramiento de un ingeniero experimentado. Normalmente, el diseño y la estimación de embalse de una presa deberían indicar la necesidad de inyectar en los cimientos. Por otro lado, las inyecciones en cimientos de roca no suelen ser necesarios para una pequeña presa de desvío o una presa de desvío o de almacenamiento extremadamente baja. El proceso de inyectado en el cimiento se realiza introduciendo un fluido sellante a presión bajo las formaciones existentes, a través de unos agujeros taladrados. Se hace para sellar juntas, fracturas, fisuras, planos de corte, cavidades u otras aperturas. A no ser que las condiciones geológicas dicten lo contrario, la cimentación debe de ser inyectada a una profundidad bajo la superficie de la roca igual a la altura de la presa sobre la superficie de la roca. Las inyecciones en la cimentación de una presa se suelen llevar a cabo a lo largo de una única línea de taladros espaciados entre 3 y 6 metros del centro. Esto hace más resistente la cimentación profunda y reduce algo la permeabilidad. Sin embargo, se necesitan múltiples líneas de agujeros de inyecciones cuando se encuentra roca muy fracturada o permeable. Solamente mediante múltiples líneas de pantallas se mejora el grado de fiabilidad, pero incluso en este caso los resultados sólo son especulaciones porque es imposible inyectar todas las fracturas o poros de la cimentación. No se puede plantear como única solución para reducir la filtración y disminuir la subpresión una pantalla de inyección, y reducir o eliminar los elementos de control de la filtración aguas abajo. En los casos donde existan grandes zonas de roca fracturada en el contacto cimentación presa o donde las roturas de la roca tengan una gran anchura, puede ser recomendable inyectar la zona a poca profundidad, normalmente entre 3 y 9 metros, utilizando un esquema en forma de malla. Este tipo de inyecciones se denominan “inyecciones de manta”. Reducen la filtración en la zona fracturada y proporciona una cimentación más firme para la presa. En la mayoría de los casos, la cimentación directamente debajo de la zona impermeable de la presa requiere “inyecciones de manta”.

Las inyecciones se realizan normalmente con mezclas de cemento y agua empezando con una relación de 5:1. Si se produce una pérdida considerable en cualquier perforación se espesa progresivamente la mezcla. La mezcla de las inyecciones normalmente varían entre 10:1 a 0,8:1. En el caso de que se encuentren grandes huecos se añade arena para dar volumen adicional. En algunos casos se combina bentonita con la arena en pequeñas cantidades, sobre el 2 por ciento en peso del cemento, para obtener una mezcla más bombeable y con algo de expansión. En donde el taladro de inyección siga absorbiendo una gran cantidad de mezcla, puede ser recomendable bombear de forma intermitente, esperando 24 horas entre cada periodo de bombeo para permitir que la cimentación se estabilice. La inyección normalmente se lleva a cabo mediante uno de los siguientes métodos: descendiendo y ascendiendo. La inyección por el método “descendiendo” consiste en taladrar el agujero hasta una profundidad predeterminada, lavar el agujero, comprobarlo con agua a presión y entonces inyectar. Después de inyectar pero antes de que el agujero se haya compactado, la mezcla se quita del agujero y se comienza el taladro de la segunda etapa. En esta segunda etapa y las siguientes, se utiliza la misma secuencia de operaciones, exceptuando que se coloca una junta de sellado cerca del fondo de la etapa anterior. De esta manera, las etapas posteriores se inyectan hasta que toda la longitud de la etapa se ha inyectado. Este método es útil cuando se producen agujeros a medida que taladramos, cuando las capas superiores de la cimentación están muy rotas, o cuando el agujero pierde repentinamente el agua de taladro. Cuando la inyección se realiza por el método “ascendiendo”, se taladra toda la longitud del agujero, se lava el agujero, y se coloca una junta de sellado al final de la tubería de inyección, la cual se baja y se coloca a una distancia predeterminada del fondo del agujero. Entonces se comienza a inyectar a la presión necesaria. La tubería y la junta de sellado son elevadas a la siguiente etapa y se repite la inyección. Estas etapas ascendiendo se repiten hasta que todo el agujero es inyectado.

Los agujeros para inyectar se suelen taladrar con un tamaño de taladro estándar comercial (aproximadamente 3,8 cm. de diámetro, 1,5 pulgadas), y se utiliza una tubería para introducir la inyección en el cimentado. Esta tubería suele tener un diámetro de 5 cm. (2 pulgadas) y una longitud de 45 cm. a 1,5 m. (dependiendo de las condiciones de la roca), la cual se ancla en la roca mediante lechada de cemento, u otro material sellante, para facilitar el taladro y la inyección. Los diferentes métodos de taladro incluyen percusión de aire y agua y rotación por agua (plug o core bit). Lo primero que hay que tener en cuenta a la hora de elegir un método de taladrado para inyectar es sellar las fracturas. El método debe de ser elegido de acuerdo a las condiciones geológicas determinadas a partir de los datos obtenidos durante las exploraciones de proyecto. Las juntas de sellado son elementos que sellan los agujeros taladrados a cualquier elevación para permitir inyectar una parte por debajo de la junta. La junta de cuero sella cuando la fuerza de la inyección fuerza la junta contra la pared del agujero del taladro; es la más utilizada en roca dura. La junta mecánica requiere doble tubería; se sella contra la pared del agujero del taladro comprimiendo la camisa de goma situada en la base de la tubería de la junta apretando el nudo al principio de la tubería; este tipo de junta es mejor que la de para los agujeros que estén un poco sobredimensionados. La junta neumática se expande mediante aire comprimido o gas inerte; se utiliza en rocas pobres, donde los agujeros taladrados pueden ser muy sobredimensionados. La junta de cono sella cuando la inyección fuerza la camisa anular de goma hacia arriba del cono; se utiliza en roca relativamente dura. Existe una gran variedad de equipos de inyección. En general, el equipo consiste mezclador de la lechada, un agitador, bomba, y una tubería y/o una manguera para llevar la lechada. El sistema de circulación y el de tuberías permite controlar la presión en el agujero. La lechada se suele bombear con una bomba de doble pistón o una bomba helicoidal de tipo rotor, siempre hay que tener preparada una bomba auxiliar en la planta de inyección. Las bombas de tipo pistón necesitan equipos que suavicen las pulsaciones de presión que ocurren en varias fases del impulso.

Las presiones de inyección dependen de los siguientes factores:

- Tipo de roca
- Grado de facturación de la roca
- Forma de las juntas de las rocas
- Estratificación de la roca
- Profundidad de la zona inyectada
- Localización del agujero que se inyecta
- Peso del material encima en el momento de la inyección.

La máxima presión de inyección debería ser la que no provoque la rotura o elevación de la roca. Las presiones excesivas pueden debilitar el estrato de roca por fractura o pueden romper una parte de la pantalla de inyección ya construida, aumentando la permeabilidad. Las presiones máximas son difíciles de determinar porque cada cimentación tiene un patrón de juntas y estratificación único, por lo que se hallan probando en el momento de la inyección de la cimentación o realizando ensayos antes del tratamiento de la inyección. A no ser que se establezca otro criterio, puede utilizarse como presión inicial de la inyección, libras/pulgada² por pie (0,23 kg/cm² y m) de profundidad medida desde la superficie de la cimentación al centro de la zona que va a ser inyectada. Las variaciones pueden ser determinadas observando la cantidad de echada que admite. La lechada normalmente debería introducirse a través de manguitos colocados directamente en la roca. Los suelos de roca que estén mal unidos o rotos debajo de su superficie pueden necesitar una capa de hormigón para facilitar la inyección. Sin embargo, la utilización de una capa de hormigón permanente puede evitarse dejando la cimentación alta e inyectando a través de manguitos o capas de hormigón. Hay que evitar el uso de zanjas de cemento debajo de las presas de tierra debido a la dificultad del sellado entre la cimentación de roca y la capa y la posibilidad de que se rompa creando unos grandes gradientes de filtración.

Si se utiliza un encepado, suele ser una zanja rellena de cemento excavada entre 1 y 2,5 m. en la roca, dependiendo de lo extensa que sea la roca rota; la zanja suele ser de 1 m de ancho para facilitar la construcción. Si se utilizan las tuberías para la lechada (manguito de unión) durante la colocación del hormigón, se suelen embeber unos 3 m en la roca de la cimentación o en la capa de lechada. La excavación de cualquier capa de lechada debe de ser realizada cuidadosamente de tal forma que la roca adyacente a la zanja no es deteriorada. Cuando la superficie de la roca de la cimentación está rota o tiene huecos, la lechada suele salirse a la superficie a través de esas aperturas y evita la inyección completa. Los agujeros o aperturas a través de las cuales se salga la lechada a la superficie deben de ser selladas para evitar unas pérdidas excesivas. El sellado puede hacerse con cuñas de madera, lechada de cemento, o arpillera. Hay que permitir que la lechada bombeada en la cimentación se extienda entre las fracturas.

Sería deseable hacer un programa preliminar de ensayos, si se supone que es muy probable la necesidad de hacer muchas inyecciones. Estos programas de ensayos proporcionan datos específicos que permiten planificar cuidadosamente la programación final de inyecciones. La programación de los ensayos de inyecciones puede eliminar caros retrasos causados por tener que alargar el tiempo dedicado a las inyecciones y acelerar la finalización del trabajo. Si se contempla la posibilidad de un programa de inyecciones grande, se debe de consultar a un ingeniero especializado en estos temas. Antiguamente se construían muros de corte para interceptar la filtración a lo largo del contacto del terraplén con la roca de la cimentación. Pero esos muros son caros y propensos a romperse, y su utilidad es cuestionable. No se recomiendan para las presas de tierra comentadas aquí. Sin embargo, para casos inusuales donde la roca sea muy blanda, un muro de corte puede ser justificable. En algunas cimentaciones de roca muy permeables o en las que se sepa que hay capas o zonas permeables, como limos o yesos, puede ser apropiado construir muros de corte en las zonas permeables para controlar la filtración.

Los muros de corte también son recomendables en las zonas superficiales a la intemperie o en las cimentaciones de roca rota. Los muros de corte superficiales se suelen hacer con tierra con lados en pendiente. Donde se necesiten muros de corte profundos, pueden ser más económicos muros de corte estrechos como los muros diafragma. Todas las rocas sueltas y que sobresalgan deben de ser quitadas del terraplén, la pendiente de la roca no debe de ser superior a 0.5:1 (horizontal - vertical) y preferiblemente ser horizontal. Cuando no se pueda disminuir la pendiente de la roca o eliminar los salientes, las pendientes deben de suavizarse usando hormigón de limpieza. Si el lecho rocoso está formado por una pizarra muy descompuesta, puede ser necesaria una excavación de varios metros para eliminar la superficie desintegrada antes de colocar el terraplén. En tipos de roca más durables se necesita menos excavación (distinta de la necesaria para el encepado). Las rocas fracturadas deben de ser tratadas con mortero. En la mayor parte de los casos, el lecho rocoso está cubierto por capas de diversos tipos y espesores. El proyecto de cimentación depende, por lo tanto, de la naturaleza y profundidad de la montera, según se describirá en las secciones siguientes. Los comentarios anteriores son aplicables, no sólo a las rocas de la cimentación expuestas, sino a las rocas que se alcanzan en las zanjas. Los filtros y drenajes son los elementos más importantes para recoger y controlar la filtración a través de la cimentación de roca. Incluso aunque una cimentación de roca pueda ser inyectada y poner pantallas, los filtros y drenajes son todavía necesarios para recoger la filtración y reducir las subpresiones en la zona aguas abajo del área impermeable. Esta es una medida de diseño que evita problemas por imprevistos como la fracturación provocada por terremotos o deficiencias de construcción que pueden darse en la inyección de pantallas y cortinas. Drenajes horizontales, drenajes en el pie de presa, zanjas en el pie de la presa, y pozos de descarga deben de ser utilizados individualmente o combinadamente según sea necesario para controlar la filtración.

6.9 Cimientos de Arena y Grava

A menudo los cimientos para presas están formados por depósitos aluviales recientes, compuestos por capas de arena y grava relativamente permeables, que se apoyan impermeables. Los materiales permeables incluyen desde la arena fina hasta las gravas, pero normalmente están formados por mezclas heterogéneas estratificadas. Generalmente, la cimentación de arena y de grava tiene la suficiente resistencia para soportar las cargas inducidas por la presa y el embalse, pero esto debe de ser verificado por una exploración adecuada, ensayos y análisis. El conocimiento del proceso geológico de sedimentación puede ayudar en la determinación de la situación potencial de la escasez de resistencia de algunas capas. Existen dos problemas básicos en las cimentaciones permeables; uno es el caudal de filtración y el otro las fuerzas ejercidas por dicha filtración. La justificación del tipo y extensión del tratamiento necesario, para disminuir la cantidad de filtración, se determinará de acuerdo con el propósito de la presa, el caudal admitido con relación a la conservación de la capacidad del embalse y la necesidad de liberar determinados caudales para servir los derechos de aguas, o para conservar una corriente libre para los peces, etc. Las pérdidas de agua por filtración pueden tener influencia económica en las presas de embalse, pero poca en las presas de retención. En algunos casos son necesarios estudios económicos comparativos del valor del agua y del coste de limitar la cantidad de infiltración, para determinar la extensión del tratamiento. Por otra parte, deben tomarse las medidas adecuadas para asegurar la presa contra las formaciones geológicas en rotura por sifonamiento, independientemente del valor económico de la filtración. Puede existir un problema especial en aquellas cimentaciones formadas por arenas y gravas de poca densidad. La inestabilidad potencial se debe a la estructura suelta de la arena, que está expuesta a la rotura al someterla a la acción de cargas dinámicas.

Aunque la arena suelta puede soportar pequeñas cargas estáticas a través de los contactos puntuales de los granos de arena, una vibración o choque puede producir un reajuste de los granos, para alcanzar una estructura más densa con disminución del agua intersticial. Puesto que el drenaje no puede realizarse instantáneamente, parte de la carga estática que era soportada anteriormente por los granos de arena, es transmitida temporalmente al agua y la resistencia efectiva de la cimentación puede reducirse enormemente, y posiblemente provocar el colapso. Los cimientos formados por arena sin cohesión de baja densidad, son sospechosos y deben hacerse investigaciones especiales para determinar el tratamiento necesario. Si la densidad relativa del cimiento es menor que el 50%, la magnitud aproximada de la densidad relativa de un cimiento de arena sin cohesión, puede determinarse por los resultados obtenidos en el ensayo de penetración. El número de golpes por pie está relacionado con la densidad relativa, pero viene efectuado por la profundidad del ensayo y hasta cierto punto por la situación de la capa freática. Para los cimientos de arenas sin cohesión que tengan una densidad relativa menor del 50 por 100 es necesario realizar ensayos triaxiales en muestras inalteradas. Tales estudios se apartan del objeto de este texto y debe buscarse el consejo de un especialista. El Caudal de filtración: Para calcular el volumen de filtración que puede producirse, es necesario determinar el coeficiente de permeabilidad del cimiento. Este coeficiente es función del tamaño y granulometría de las partículas gruesas, la cantidad de finos y la densidad de la mezcla. Se usan tres ensayos de campo para la determinación del coeficiente de permeabilidad de los cimientos: El ensayo de bombeo, en el cual el agua se bombea desde un pozo a caudal constante y se observa mediante pozos la caída de la capa freática en líneas radiales a diversas distancias del pozo de bombeo. El ensayo realizado por medio de la observación de la velocidad de la corriente obtenida por medio de la medición de la velocidad de un tinte o electrolito desde el punto de inyección hasta un pozo de observación. El ensayo de filtración, en el cual el agua se bombea a un sondeo o a un pozo y se observa la velocidad de infiltración para una presión dada. También hay varios métodos de ensayos en laboratorio que se utilizan para determinar el coeficiente de permeabilidad como

los ensayos de permeabilidad y asentamiento, ensayos de consolidación unidimensionales, ensayos de permeabilidad con carga variable y constante. El ensayo de bombeo es relativamente caro y los resultados más variables que en otros métodos. El segundo es caro y difícil de interpretar. El ensayo de filtración es económico para su uso en el proyecto de presas pequeñas, puesto que puede realizarse junto con los sondeos de exploración normales; sin embargo, los resultados sólo pueden tomarse como aproximados. Otra ventaja de este método es que puede determinarse la permeabilidad de diversos estratos en vez de la permeabilidad total.

El resultado debe considerarse únicamente como una aproximación en el orden de magnitud del valor de la filtración para el cálculo del valor de la pérdida de agua para una primera visión del proyecto. Si el cimiento está estratificado (como es normal), la permeabilidad vertical será mucho menor que la permeabilidad horizontal y los estratos permeables en profundidad no serán totalmente efectivos, al transmitir la filtración. El caudal determinado será válido si se emplea en los cálculos un coeficiente de permeabilidad medio, obtenido aplicando a cada coeficiente un peso, según el espesor de su respectivo estrato.

Fuerzas de filtración: La corriente de agua que circula a través de un cimiento permeable, produce unas presiones de filtración debido al rozamiento entre el agua infiltrada y las paredes de los poros del suelo a través de los cuales fluye. Es el mismo efecto producido por una corriente de agua a través de un tubo. La experiencia ha demostrado que esta acción puede ocurrir rápidamente o puede ser lenta y acumulativa produciéndose la rotura meses o incluso años después. Si una capa impermeable en la superficie se superpone a una permeable en la cimentación, puede darse una elevación repentina del cimiento en el pie de aguas abajo. Algunos ingenieros llaman a este tipo de rotura por sifonamiento rotura por levantamiento. Otros la denominan "rotura por afloramiento". Esto no quiere decir que el sifonamiento haya de producir una rotura del tipo de levantamiento o afloramiento.

Si el suelo del cimiento no es uniforme, la arena puede ser arrastrada dejando el material grueso, de forma que se produzca un filtro inverso, que evitaría la posible formación de tubos de corriente. Como es difícil determinar si los tubos de corriente producirán una rotura o una estabilización eventual, en cualquier caso se aconseja proyectar de forma que no se produzca sifonamiento. La magnitud de las presiones de filtración a través del cimiento y en el pie del paramento de aguas abajo de la presa donde puede empezar el sifonamiento, depende del gradiente del agua de filtración. Los cimientos relativamente impermeables o los cimientos permeables con pantallas adecuadas, no son susceptibles de sufrir un sifonamiento, debido a que el suelo impermeable ofrece tanta resistencia a la corriente de agua que la diferencia de carga se disipa rápidamente transformándose en rozamiento antes de alcanzar el pie del paramento de aguas abajo. Por otro lado, los cimientos permeables (ya sean homogéneos o estratificados), pueden permitir que la filtración alcance el pie del paramento de aguas abajo sin una sustancial pérdida de carga debida al rozamiento. En tales casos debe de estudiarse la manera de asegurar que las subpresiones de filtración en el pie del paramento de aguas abajo no produzcan sifonamientos. Otro tipo de rotura por sifonamiento, es la debida a la erosión interna que empieza con manantiales cerca del pie del paramento de aguas abajo y avanza aguas arriba a lo largo de la base de la presa, las paredes de un conducto, un plano de estratificación en los cimientos, un estrato especialmente permeable o cualquier otra línea débil que permita que en una zona la filtración alcance el paramento de aguas abajo sin grandes pérdidas por rozamiento. Este tipo de rotura es llamado por algunos ingenieros "rotura por erosión subterránea". El fenómeno conocido como "levantamiento" es un tipo de colapso normalmente asociado con una capa confinada en la parte aguas abajo que provoca subpresiones por filtración que rompen la capa confinada. Esta erupción inicial puede completar la rotura si el incremento de velocidad resultante es suficientemente grande como para erosionar el resto de la cimentación por sifonamiento.

La magnitud y la distribución de las presiones de filtración en el cimiento pueden obtenerse por la red de filtración que es una representación gráfica de las líneas de corriente y de las líneas equipotenciales (presión más altura respecto a un plano de referencia) de la corriente subterránea. Está formada por líneas de corriente y líneas equipotenciales superpuestas en una sección transversal del suelo a través del cual circula el agua; aunque pueden obtenerse matemáticamente las dos familias de curvas, se emplea más la solución gráfica. El análisis de la presión de filtración y de la seguridad del cimiento contra el sifonamiento, según el método de las líneas de corriente, tiene importantes limitaciones. Se necesita una experiencia considerable, para dibujar una malla aproximada, especialmente donde el cimiento está estratificado y donde haya drenes o pantallas parciales. Para estratos y zonas de diferente permeabilidad, se necesita la magnitud del coeficiente de permeabilidad de cada estrato en diferentes direcciones. La experiencia ha demostrado que el tamaño y la granulometría del material de cimientos tienen un papel importante en la rotura por sifonamiento, la cual puede producirse después que la presa ha estado en servicio durante algún tiempo. Por lo tanto, parece ser que muchas roturas debidas al sifonamiento son debidas al tipo de erosión subterránea, como resultado de una debilidad geológica y este tipo de rotura no puede analizarse por el método de las líneas de corriente u otros métodos teóricos. Las recomendaciones para el proyecto de cimientos expuestas se basan en los mismos principios teóricos que se han empleado para el proyecto de grandes presas, pero el procedimiento ha sido simplificado de forma que pueda ser aplicado a pequeñas presas por aquellos que no sean especialistas en el campo de la mecánica del suelo. Sin embargo, se recomienda algo de experiencia en este campo. Estos procedimientos son para condiciones geológicas bastante sencillas. Si la geología no es sencilla, debe de consultarse a un especialista en presas de tierra.

6.10 Método de Tratamiento de los Cimientos de Arena y Grava

Se pueden emplear diversos métodos para controlar las fugas y las filtraciones. En cada caso, la necesidad de evitar las pérdidas antieconómicas de agua y la naturaleza de los cimientos en cuanto se refiere a la estabilidad contra las fuerzas de filtración, determinarán cuál es el más adecuado. Para reducir el caudal y controlar las presiones de filtración, se han empleado pantallas, tablestacas, cortinas de pilotes de hormigón "in situ" y combinaciones de estos métodos, así como capas de materiales impermeables, que se extienden aguas arriba desde el pie de presa y recubren total o parcialmente a los estribos. Las capas de drenaje horizontal pueden incorporarse al pie de presa de aguas abajo para cubrir esa zona, a través de la cual puede fluir el agua de filtración con una presión considerable. El fin de estas capas es permitir el paso libre de la corriente y la disipación de la presión sin que se produzca la rotura de la estructura de cimientos y la pérdida de los finos. Los pozos de drenaje son dispositivos para aliviar la presión en los estratos permeables que están cubiertos por otros impermeables y de esa forma evitar afloramientos agua abajo de la presa. Los detalles de todos estos dispositivos junto con una valoración de su efectividad.

Zanjas de impermeabilización: Pueden clasificarse en dos tipos generales. Zanjas con taludes suaves y zanjas con taludes verticales. Las zanjas con taludes suaves se excavan con dragalinas, palas excavadoras o scrapers y se rellenan con materiales impermeables que se compactan de la misma manera que el núcleo impermeable del dique. Las zanjas con taludes verticales también se utilizan como pantallas y pueden retroexcavadoras o con explosivos si es necesario, para retirar las brechas minerales o los escombros en zonas de fallas. Normalmente estas últimas no son económicas a causa de la mano de obra necesaria para colocar y compactar el material de relleno. Las zanjas de impermeabilización deben estar situadas aguas arriba del eje de la presa, pero no conviene que sobrepasen el punto en el que la altura del material impermeable del terraplén no pueda proporcionar al menos igual resistencia a la filtración que la ofrecida por la zanja.

El eje de esta zanja debe conservarse paralelo al eje de la presa, a lo largo del fondo del valle o del fondo del cañón, pero debe converger hacia el eje de la presa según se, acerca a los estribos para conservar la necesaria altura de terraplén encima.

Siempre que sea económicamente posible debe de evitarse la filtración a través de un cimiento permeable disponiendo una zanja que llegue hacia el lecho rocoso u otro estrato impermeable. Este es el medio más adecuado para controlar el caudal de filtración y asegurar que no se producirá ninguna dificultad debido a la formación de tubos de filtración a través de los cimientos o a subpresiones en el pie del paramento de aguas abajo. Para proporcionar el espesor necesario de material impermeable y un contacto adecuado con el cimiento rocoso u otro estrato impermeable, la anchura del fondo de la zanja de impermeabilización debe estar en relación directa con la carga de agua del embalse. Sin embargo, esta anchura puede disminuir si aumenta la profundidad de la zanja (debido a que las fuerzas de filtración disminuyen por la pérdida de presión que experimenta el agua al circular verticalmente a través del cimiento). Debe de proporcionarse una anchura mínima en el fondo de 6 metros, de forma que el equipo de excavación y compactación pueda trabajar adecuadamente en la zanja. Si está por debajo de la capa freática, deben preverse los dispositivos de agotamiento adecuados (pozos y bombes).

Zanjas de impermeabilización parcial: La fórmula de Darcy, indica que el caudal de filtración es directamente proporcional al área de la sección transversal de la cimentación. De esto puede deducirse que este caudal puede reducirse en un 50%, extendiendo la zona impermeable en el terreno, de forma que la profundidad del cimiento permeable pase de 20 a 10 metros; sin embargo, no es así. La acción de la pantalla parcial es similar a la de la obstrucción en un tubo (el caudal se reduce por la pérdida de presión debida a la obstrucción, pero la reducción en el caudal no es directamente proporcional a la reducción del área del tubo).

Los experimentos realizados en cimientos permeables isótropos y homogéneos por Tumbull y Creager, han demostrado que una pantalla que cubra el 50%, de la distancia al estrato impermeable, reducirá la filtración únicamente en el 25%; y que es necesaria una pantalla con una penetración del 80% para reducir la filtración al 50%. Una zanja de impermeabilización parcial puede ser efectiva en un cimiento estratificado, en el que se intercepte la mayor parte de los estratos permeables, y se consiga un sustancial aumento del camino de filtración. No se puede tener mucha garantía en una zanja de impermeabilización parcial de este tipo, a no ser que se haga una exploración que demuestre la mayor parte de los estratos impermeables son continuos. Los cimientos permeables pueden estar formados por un estrato impermeable de considerable espesor situado entre dos estratos permeables y en este caso una pantalla parcial, que alcanzase el estrato impermeable, haría estanco únicamente el estrato permeable superior. Esto será que efectivo si el espesor de las capas impermeable y permeable superior son suficientes para resistir las presiones de filtración que existen en el estrato permeable más bajo, en el pie del paramento de aguas abajo, de forma que no se produzcan sifonamientos.

Pantallas de tablestacas: Las pantallas de tablestacas metálicas son relativamente caras, y la experiencia ha mostrado que la filtración a través de los intersticios entre capas individuales es considerable. Sin embargo, se utilizan las pantallas de tablestacas en combinación con una zanja de impermeabilización parcial, ya que es un medio económico de aumentar la profundidad de la pantalla y en ciertas condiciones puede emplearse en lugar de una zanja de impermeabilización total. Excepciones el tablestacado deberá ser de acero debido a su alta resistencia. Las pantallas de tablestacas de acero están limitadas prácticamente al caso de cimientos en limos, arenas y gravas finas.

Donde haya guijarros o cantos rodados, o donde el material presente una elevada resistencia a la penetración, no sólo se hace difícil y costosa su hincada, sino que es muy dudosa su efectividad debido a la tendencia de las tablestacas a desviarse y dañarse por roturas en las pestañas o por desgarramiento del acero. Debe escogerse un perfil grueso con juntas robustas si el cimiento contiene grava.

No es posible la hincada de tablestacas de forma que se obtenga un cierre completamente estanco. En las mejores condiciones, incluyendo el uso de materias aislantes para sellar las juntas y suponiendo un buen contacto del fondo del tablestacado con el cimiento impermeable, puede considerarse que tendrá una efectividad de un 80% a un 90%. Con mano de obra poco experimentada o si las tablestacas no pueden asentarse en un estrato impermeable, no tendrá una efectividad superior al 50% y puede ser mucho menor.

Pantallas formadas por una cortina de lechada de cemento: La pantalla formada por inyecciones de lechada de cemento, es otro procedimiento que promete ser un medio económico de establecer una pantalla en cimientos permeables. La pantalla se construye por el solape sucesivo de pilotes individuales. Cada pilote construido “in situ” forma una columna de suelo íntimamente mezclado con el mortero para formar una estructura similar a un pilar. Ese pilar se construye inyectando lechada a través de la cabeza de un taladro giratorio en cuyo extremo hay una cabeza mezcladora. La cabeza mezcladora tiene unas aspas, que mezclan el material del cimiento con la lechada a medida que ésta se inyecta. La lechada se introduce en el suelo que ha sido ahuecado por la cabeza mezcladora, a medida que rota y se introduce en el suelo o se saca del mismo. Los pilares pueden ser reforzados según se necesite. Los manuales del fabricante indican una cabeza mezcladora de 38 cm, con un centro de 35,5 cm produce pilares de un diámetro medio de 45 cm, con una sección transversal mínima de 38 cm. La máxima profundidad indicada es de 17,5 m. El proceso de fabricación “in situ” se diseña para su uso en suelos granulares, incluidos finos, limo, arenas y gravas. Pero no es para predominantemente arcillosos y no puede ser utilizado con guijarros y cantos.

Recientemente, se ha desarrollado un proceso similar denominado inyección a chorro. La inyección a chorro utiliza chorros a grandes presiones (3.000 a 10.000 lb/in²)(210 a 700 kg/cm²) en lugar de utilizar una cabeza mezcladora para mezclar el suelo y la lechada.

Hay otras variantes de estos procedimientos, y además el desarrollo de mejor maquinaria permite construir pantallas más efectivas a mayores profundidades.

Zanjas de slurry (lechada). Un método efectivo de construir pantallas en condiciones húmedas o profundas en valles aluviales que hacen los métodos tradicionales no económicos, es el método de zanjas de lechada. La técnica ha sido adaptada de los métodos de pozos taladrados usados en la industria del petróleo. Se utilizan suspensiones de arcilla bentonítica para sujetar los agujeros en suelos blandos. El método de zanjas de lechada utiliza una lechada de agua con bentonita para sellar y sujetar las paredes de la zanja durante el proceso de excavación. Las zanjas de lados verticales, normalmente de 1 a 3 metros de ancho, se excavan con dragalinas, clamshells, backhoes, o maquinas de zanjeo.

A medida que se excava el material, la lechada de bentonita se bombea en la zanja, teniendo cuidado de mantener la elevación de la lechada constante y por encima del nivel freático para evitar agujeros. Una vez introducido en la zanja, la lechada pesa más que el agua. Como la lechada tiende a filtrarse fuera de la zanja, se desarrolla un filtro impermeable, relativamente delgado. La presión hidrostática sobre este filtro impermeable reduce los agujeros y los desprendimientos y proporciona estabilidad al conjunto. En el caso de un muro pantalla relleno con suelo bentonítico, el material excavado se apila cerca de la zanja, y el exceso de lechada se deja escurrir hasta la zanja. El material de relleno que cumple los requisitos de granulometría de proyecto se vuelve a colocar en la zanja, con el filtro para formar una barrera impermeable esencial. La lechada se suele hacer mezclando bentonita y una arcilla con un alto contenido del mineral de montmorillonita, y agua. Generalmente, se especifica el tipo Wyoming monolitico de base sódica puro de alta calidad, por el pequeño tamaño de sus partículas y sus altas características de hinchado al absorber agua.

Después de que se mezcla la lechada con agua y se permite su hidratación, se forma una suspensión dispersa que es más densa y viscosa que el agua. La lechada es trioscópica, lo que significa que si se deja quieta, la suspensión desarrolla resistencia al esfuerzo cortante como un gel, pero se fluidifica cuando se agita.

La densidad y las presiones hidrostáticas que provoca la lechada incrementan como resultado de la suspensión de la arcilla, limo, y partículas de arena durante el proceso de excavación. Las lechadas bentonita-agua para excavaciones de zanjas están diseñadas para varias funciones:

- 1) Prevenir la filtración en la cimentación mediante la formación de un filtro.
- 2) Poner en suspensión la arcilla, limo, y las partículas de arena finas a medianas durante la excavación.
- 3) Proporcionar presión hidrostática al frente de la excavación.

Inyecciones: Se han empleado varios materiales para desarrollar métodos de inyección que proporcionen estabilidad e impermeabilidad a los cimientos permeables. Esos materiales se han inyectado para que actúen como aglomerante y rellene los huecos. Entre los materiales utilizados están el cemento, asfalto, arcilla y algunos productos químicos. La inyección de cemento no es adecuada cuando el terreno está formado por suelos de grano fino debido a que las partículas de cemento son comparativamente grandes, lo cual limita la penetración. Sin embargo, el material aluvial con granulometría continua ha sido inyectado satisfactoriamente usando inyecciones de cemento o cemento-arcilla. Las inyecciones de asfalto están limitadas por el tamaño de las partículas. Las de arcilla son de dudosa eficacia debido a que la arcilla es arrastrada fácilmente por las presiones de filtración. La inyección de productos químicos tiene la ventaja de que estos tienen aproximadamente la misma viscosidad que el agua y, por lo tanto, pueden inyectarse en terrenos permeables. Sin embargo las inyecciones de productos químicos son muy caras para su uso general en cimientos permeables.

A pesar de las desventajas enumeradas anteriormente, se han desarrollado los procedimientos de inyección que mejoran la impermeabilidad de materiales permeables. Utilizando esos procedimientos, se han construido presas en lugares en los que se habría considerado imposible o no económica su construcción. Comúnmente, una cortina pantalla consiste en varias hileras de agujeros de inyección, en los que los agujeros exteriores se inyectan con cemento, arcilla, e inyecciones de cemento-arcilla, y una o más filas interiores se inyectan con un producto químico. La inyección de zonas permeables es un proceso caro, las técnicas de inyección son complejas, y la elección de la inyección y de las técnicas apropiadas requiere una considerable inspección de la zona y una campaña de ensayos de laboratorio y campo. Además, los resultados de los procesos de inyección son difíciles de evaluar. Por estas razones, la inyección de zonas permeables no se considera como un tratamiento adecuado para la cimentación de pequeñas presas.

Capas impermeables situadas agua arriba de la presa: Se puede alargar el camino de filtración en cimientos permeables, construyendo capas de material impermeable que, comunicadas con la zona impermeable de la presa, se extiendan hacia aguas arriba. Se emplean normalmente, cuando las pantallas no pueden alcanzar el lecho rocoso o el estrato impermeable debido a la gran profundidad necesaria para ello; también se utilizan juntamente con zanjas de impermeabilización parcial. La topografía aguas arriba de la presa materiales y la disponibilidad de impermeables, son los factores más importantes que influyen en la decisión de su posible empleo. Este dispositivo puede ser necesario únicamente en el cauce porque haya sido erosionado hasta alcanzar el lecho de la arena y grava, pero también puede serlo en alguna zona de los estribos. El fin de esta capa era disminuir la filtración a través del terreno de detritus que constituye el estribo derecho. Dio resultado y redujo la filtración con embalse lleno, desde un caudal de 0,80 metros cúbicos por segundo a 0,34 metros cúbicos por segundo. Esta capa se hizo continua hasta penetrar en la zona impermeable de la presa y se extiende 122 metros hacia aguas arriba. Se suavizó el estribo para enlazarlo con la capa que se extiende desde el lecho del río hasta una altura de 16 metros.

Se le dio un espesor de 1,5 metros según la normal al talud del estribo que era aproximadamente de 3:1, y se protegió contra la erosión con una capa de escollera de 60 centímetros colocada sobre una de grava de 30 centímetros. En la figura 6-21 puede verse la capa completa y la colocación de la escollera. Algunas las capas naturales impermeables ayudan a reducir las filtraciones y las presiones. En las zonas del cimiento que están cubiertas por una capa impermeable natural se deben arrancar los árboles o veces cualquier otra vegetación, apisonar el terreno natural para cerrar los agujeros dejados por las raíces y reparar las zonas defectuosas. Siempre que sea posible se debe de evitar eliminar la capa natural impermeable aguas arriba para asegurar un suelo impermeable para construir la presa. El procedimiento normal es evitar excavar la capa natural impermeable a 60 ó 120 metros del pie de la presa. La capa natural es un beneficio añadido, pero no debe de ser planteada como control de la filtración. Aunque las capas pueden ser proyectadas por métodos teóricos, en presas pequeñas se deben utilizar métodos aproximados. Un espesor adecuado en presas pequeñas es el 10% de la altura del embalse por encima de la capa y un mínimo de 1 metro. Estos espesores son para capas hechas con materiales adecuados para la construcción de la zona impermeable de una presa de tierra y compactados de forma similar. La capa debe de cumplir los criterios de los filtros con el material de la cimentación sobre el que se sitúa. Si no lo hace, debe de colocarse un filtro adecuado entre la capa y su cimentación. La longitud de la capa depende de la reducción que se desea obtener en el caudal de filtración. El caudal de filtración es inversamente proporcional a la longitud de las líneas de comente (para cimientos homogéneos e isótropos). Por lo tanto, la longitud será tal, que el caudal de filtración se reduzca hasta la cantidad admisible desde el punto de vista del proyecto. No debe suponerse que estas capas reducen las fuerzas de filtración en el cimiento hasta tal punto que impiden las roturas por sifonamiento. Ya que, si bien teóricamente, cumplirían esta condición en un cimiento homogéneo, la estratificación natural que existe en casi todos los terrenos aluviales, permite que se produzcan altas presiones en uno o más estratos de los cimientos en el pie de aguas abajo de la presa.

Deben construirse capas horizontales de drenaje o dispositivos adecuados para disminuir la presión (drenes o pozos) en las presas con cimientos permeables, si no se puede emplear una pantalla de impermeabilización total.

Zonas de Talud Aguas Abajo para Cimentaciones Permeables - La sección aguas abajo de las presas sobre cimentaciones permeables deben de ser construidas para cumplir las funciones siguientes: Disminuir las subpresiones provocadas por las filtraciones, Permitir la evacuación rápida del agua de filtración de la cimentación, Prevenir el arrastre de finos de los taludes y la cimentación Proporcionar suficiente peso para prevenir el levantamiento Transportar adecuadamente la filtración completa al canal aguas abajo. Estas funciones se cumplen proporcionando: Extendiendo las zonas aguas abajo para alargar la longitud de las líneas de filtración La zona es tan gruesa que su peso previene el levantamiento Zonas permeables aguas abajo o capas de drenaje horizontales que cumplan los requisitos de filtros permiten percolarse el agua de la cimentación, pero previenen el sifonamiento. Los drenajes del pie de la presa con suficiente capacidad para transportar el agua de filtración acumulada de nuevo al cauce del río. Si la presa de tierra se asienta sobre cimientos permeables relativamente homogéneos, donde no sea posible construir una zanja de impermeabilización incorporarse en el proyecto áreas permeables aguas abajo, capas de drenaje horizontales e inclinadas, drenajes en el pie de la presa, o combinaciones de las anteriores.

Asimismo deben construirse donde la cimentación sea permeable, relativamente homogénea y esté cubierta por estratos impermeables de poco espesor; la capa proporcionará peso para cimentación y disminuir eficazmente las presiones que puedan atravesar los estratos impermeables. Puede ser necesaria una capa de drenaje horizontal que cumpla los requisitos de los filtros para prevenir sifonamiento. Cimentaciones permeables con capas impermeables pueden necesitar zanjas rellenas con material de drenaje o pozos para reducir las subpresiones y controlar las filtraciones.

Se puede determinar teóricamente la longitud de la capa de drenaje horizontal por medio del diagrama de las líneas de corriente, si se conoce la relación de la permeabilidad horizontal a la vertical estabilizar la basándose en el procedimiento conocido como de las secciones transformadas. Este método de medir un cimiento permeable anisótropo fue estudiado por Terzaghi y Peck, y Cedergren. El método demuestra que cuanto mayor sea la relación entre la permeabilidad horizontal y la vertical, más lejos del pie de la zona impermeable de la presa emerge la filtración y más longitud necesita la capa de drenaje. Debido a la limitación de aplicación de este procedimiento cuando se tiene poca información sobre los cimientos no es necesario utilizarlo para determinar la longitud de la capa de drenaje horizontal en proyectos de pequeñas presas. En estos casos se recomienda que la longitud de la capa sea igual a 3 veces la altura de la presa. Esta capa permeable podría haber sido diseñada para prevenir el sifonamiento de la cimentación y de la zona impermeable. Sin embargo, si el material de la capa no previene el sifonamiento, debe de utilizarse una capa de drenaje horizontal, como y una capa de drenaje inclinada, ambas proyectadas para cumplir los requisitos de los filtros. Para taludes homogéneos o donde el material permeable de la zona aguas abajo es cuestionable, deben de utilizarse capas horizontales de drenaje diseñadas para prevenir sifonamiento. Además, la experiencia ha demostrado que la filtración a través de zonas impermeables, a veces es superior a la prevista por procedimientos como las líneas de filtración debido a la poca unión entre capas, capas sueltas que pasan inadvertidas, roturas debidas a asientos relativos, agujeros, etc. Por ello, frecuentemente se utiliza una capa de drenaje inclinada y recientemente se ha convertido en estándar. Esta capa de drenaje debe de tener la suficiente capacidad para conducir toda la filtración del talud y de la cimentación a los drenajes del pie de la presa. Las capas de drenaje utilizadas (y las inclinadas, si se usan) con taludes homogéneos los convierten en presas del tipo homogénea-modificada.

El talud inverso de la sección impermeable se emplea con el fin de:

- 1) Disminuir la longitud de la capa de drenaje
- 2) Facilitar la construcción de la zona permeable cuando el material se obtiene de la excavación de la zanja de impermeabilización
- 3) Disminuir el volumen del terraplén

La línea de trazos indica la capa de drenaje que sería necesaria, si no se hiciese el talud invertido. La capa de drenaje horizontal y la inclinada, si se utiliza, debe de cumplir los siguientes requisitos:

- 1) La granulometría debe de ser tal que las partículas de suelo de la cimentación y aguas arriba y del talud por encima no entren en el filtro y lo taponen.
- 2) La capacidad del filtro debe ser tal que pueda con todo el caudal de filtración de la cimentación y el talud.
- 3) La permeabilidad debe de suficientemente grande como para permitir un fácil acceso al agua de filtración para reducir la subpresión.

Los requisitos de granulometría y permeabilidad se comentan en detalle a continuación.

Se sugiere un espesor mínimo de la capa de 1 metro para asegurar una capacidad incuestionable para los caudales de filtración. Los filtros de capas múltiples deben, en general evitarse; son más eficientes pero añaden un coste a la construcción del filtro. En los casos en donde hay grandes cantidades de filtración se ha demostrado que los filtros multicapa pueden ser una solución económica. Sin embargo, si estas zonas se construyen con escollera, debe construirse un filtro que no permita que los finos del material de los cimientos sean arrastrados a través de los huecos de la escollera. Generalmente se atribuye a Terzaghi el proyecto racional de filtros.

Drenajes de pie de presa y zanjas de drenaje: Los drenajes de pie de presa se instalan habitualmente a lo largo de la unión del pie de la presa con la capa de drenaje horizontal. Inicialmente se colocan en los estribos los tubos de drenaje de menor sección y se aumenta progresivamente el diámetro, hasta alcanzar el máximo en el lecho del río. El propósito de este dispositivo es recoger el caudal que descarga la capa de drenaje horizontal y conducirla hasta un tubo exterior que desagüe en la cuenca del vertedero o en el río, aguas abajo de la presa. Se emplean más tubos de drenaje que zanjas rellenas de grava, para obtener una capacidad adecuada para transportar el caudal de filtración. Los drenajes de pie de presa también se emplean con cimientos impermeables para asegurar que cualquier filtración que pueda venir a través de la cimentación o del dique es recogida y que la capa freática se conserva por debajo a suficiente profundidad para evitar la creación de zonas pantanosas aguas abajo de la presa.

Los tubos de drenaje de pie pueden estar hechos de cualquier material que tenga una durabilidad y resistencia adecuada. Se debe de utilizar tuberías perforadas o con ranuras en lugar de tuberías con juntas abiertas. Las tuberías de drenaje deben colocarse en zanjas a suficiente profundidad, por debajo del terreno, para asegurar la intercepción efectiva del caudal de filtración. La profundidad mínima de la zanja es normalmente de 1,20 metros; la profundidad máxima es la necesaria para mantener un gradiente razonablemente uniforme a través de la superficie ondulada del terreno. La anchura en el fondo es de 0,90 a 1,20 metros, según sea el tamaño del tubo. Se recomienda, para presas pequeñas, un diámetro mínimo de 15 cm.; para tramos largos con gradientes muy pequeños pueden ser necesarios diámetros superiores a 45 cm. Deben de construirse registros con un espaciamiento que permita el adecuado acceso para inspeccionar y mantenerlo. La tubería debe de colocarse de forma que los accesos para reparaciones no afecten adversamente a los taludes. El tubo debe estar rodeado por un filtro que evite el taponamiento de los drenes por arrastre de los finos y el sifonamiento del material de cimientos en el sistema de drenaje.

Normalmente se requieren filtros de dos capas; la capa que está en contacto con el tubo debe tener unas partículas de tamaño tal que el material no entre en él ni tapone las perforaciones o las ranuras del tubo. Este criterio implica que el tamaño D_{85} del filtro debe de ser igual o mayor que dos veces el tamaño de la apertura máxima de la tubería. Las zanjas de drenaje se suelen usar cuando cimentaciones permeables están debajo de una capa impermeable de poco espesor. Entonces, simplemente se excava una zanja y se rellena con material permeable que penetra en la capa impermeable y disminuye las subpresiones en la capa inferior permeable. Una zanja de drenaje normalmente no es efectiva en cimentaciones permeables más profundas si es estratificada porque sólo se disminuirán las subpresiones en la capa superior. Con pozos se obtendría un drenaje más efectivo de las cimentaciones.

Pozos de drenaje: En muchos casos las presas están construidas sobre cimientos permeables cubiertos por un estrato impermeable cuyo espesor es tal, que no hay peligro de que se produzcan tubos de filtración, sifonamiento o erosión interna. Teóricamente el sifonamiento se produce cuando la subpresión a cierto nivel de los cimientos, en las proximidades del pie de presa de aguas abajo, iguala a la presión ejercida por la combinación del peso del suelo y del agua que está por encima de él. Para el caso normal en que el nivel de aguas abajo esté al nivel del terreno, la subpresión (en altura de agua) en el punto en cuestión será igual a la profundidad del punto por debajo del nivel del terreno, más la carga de agua del embalse, menos la pérdida de presión debida a la filtración a través del cimiento hasta el punto. La presión ejercida por el peso del suelo y el agua es igual al producto del peso unitario del suelo saturado, por la profundidad hasta el punto considerado. Si el espesor del estrato impermeable es igual a la altura piezométrica del embalse, la subpresión debajo del estrato no puede sobrepasar el peso del estrato.

Las condiciones necesarias para que un sistema de pozos sea efectivo son:

- 1) Deben alcanzar en el cimientto permeable que está debajo de la capa impermeable superior, una profundidad tal que la acción combinada del espesor del estrato impermeable y del drenado sea suficiente para proporcionar estabilidad contra las presiones que actúan debajo de la capa impermeable. La profundidad de los pozos debe ser, en general, igual a la altura de la presa.
- 2) Estar situados de forma que intercepten la filtración y reduzcan la subpresión hasta límites aceptables.
- 3) Ofrecer poca resistencia a la filtración y al desagüe.
- 4) Estar proyectados de forma que no se inutilicen debido al taponamiento o a la corrosión.

6.11 Proyecto de Cimentaciones en Gravas y Arenas

Uno de los criterios para el proyecto de presas de tierra, requiere que se controle el caudal de filtración a través del cimientto y estribos de forma que no se produzcan erosiones internas y que no haya derrumbamientos en la zona en que emerge la filtración. El criterio también requiere que se controle la cantidad de agua perdida por filtración de forma que no afecte a las necesidades del proyecto. Se muestra el camino a seguir en el proyecto de cimientos para pequeñas presas, y que consiste en una generalización de la naturaleza del cimientto en lugar de una exploración detallada y el establecimiento de procedimientos menos teóricos que los utilizados en presas más grandes. También se indican precauciones a tomar en contra del uso de estos procedimientos para casos anormales, donde no son adecuados los procedimientos basados en el criterio propio y la experiencia. El propósito de esta sección es indicar la forma de aplicar los tratamientos de cimientos a ejemplos específicos.

Para ello se dividen los cimientos permeables en los siguientes casos:

Caso 1°. El cimiento permeable está al descubierto.

Caso 2°. El cimiento permeable está cubierto por un estrato impermeable, cuyo espesor puede variar desde unos pocos metros hasta una profundidad considerable.

En ambos casos el cimiento permeable puede ser relativamente homogéneo, o puede estar muy estratificado con estratos menos permeables, de forma que la permeabilidad horizontal sea muchas veces mayor que la permeabilidad vertical. La estratificación puede influir en la elección del método adecuado para el tratamiento de los cimientos. La elección del tratamiento adecuado para un cimiento del Caso 2, depende del espesor del estrato impermeable superior. Hay que considerar las tres condiciones siguientes, dependiendo del espesor de la capa impermeable superior:

- 1) Si la capa impermeable tiene únicamente un metro de espesor o menos, puede suponerse que será ineficaz para evitar la filtración, puesto que un estrato superficial de poco espesor normalmente no tiene la densidad necesaria para ser impermeable y además porque generalmente tiene un gran número de aberturas. También existe la posibilidad que se penetre en la capa durante la construcción de la presa, o el llenado del embalse, o se pinche por una presión hidrostática repentina en la superficie de la capa. Por lo tanto, un estrato superior muy delgado tendrá poca influencia en el proyecto de la cimentación. Se utilizarían zanjas de drenaje o pozos cercanos al pie de la presa para penetrar en las capas continuas y reducir la subpresión.

- 2) Si la capa impermeable tiene un espesor superior a un metro pero menor que la altura del agua del embalse: este tipo de cimentación se suele tratar con zanjas de drenaje o pozos cercanos al pie de la presa, para penetrar la capa impermeable y reducir las subpresiones. En las zonas aguas arriba del embalse cercanas a la presa la capa natural impermeable puede reducir la filtración. Si se va a considerar, debe de evaluarse cuidadosamente su validez.
- 3) Si el espesor del estrato de la capa impermeable sobrepasa la altura del agua del embalse, puede considerarse que no hay problema en cuanto a filtración o a subpresiones.

Caso 1° Cimiento permeable de poca profundidad: El tratamiento necesario para este tipo de cimientos, se necesita construir una zanja de impermeabilización que llegue hasta el estrato impermeable, ya que es el término poco profundo implica que la profundidad es aproximadamente igual o menor que la altura de la presa, Esta definición informal no se puede aplicar cuando la altura de la presa excede los 15 m., medio más adecuado para evitar que se produzcan pérdidas excesivas por filtración y la sifonamientos. Si el estrato es roca, puede ser necesario inyectar para controlar la filtración. No se necesita una capa de drenaje horizontal si la capa permeable a poca profundidad puede actuar como filtro y proporciona una adecuada capacidad de drenaje. Por ejemplo, si la parte de aguas abajo del dique está construida con arena y grava con granulometría similar a la del cimiento, el filtro puede no ser necesario. Se suelen utilizar capas de drenaje horizontales que cumplan los requisitos de filtros cuando existen las condiciones siguientes:

- 1) La presa es homogénea o la capa de protección aguas abajo es de roca
- 2) La permeabilidad de la cimentación es cuestionable
- 3) Si existe la posibilidad de sifonamiento, tanto desde la presa a la cimentación o de la cimentación a la zona aguas abajo de la presa.
- 4) La cimentación es estratificada.

También puede ser necesario un filtro en la parte aguas abajo de la zanja de drenaje y la zona impermeable para prevenir el sifonamiento. Si la parte aguas abajo de la presa es de roca, debe de hacerse una capa de drenaje para prevenir sifonamiento desde la cimentación. Debe de extenderse de la pendiente aguas abajo de la presa. Si la presa es homogénea, debe de construirse una capa horizontal de drenaje para asegurarse que la línea de filtración (línea freática) a lo largo de la presa se reducirá y se aumentará la estabilidad de la sección; sin embargo, la necesidad de esta capa no se extiende más cerca del centro de la presa a menos de una distancia $Z + 1,5$ m. Los drenajes de pie de presa deben de ser contruidos para llevar el exceso de filtración y mantener el pie de aguas abajo de la presa seco. Si la cimentación poco profunda es estratificada, se debe construir una zanja de drenaje. Las capas de drenaje horizontales son beneficiosas para cimentaciones estratificadas, especialmente si la capa superior es impermeable o dudosamente permeable. Como se ha indicado más arriba, se puede necesitar inyectar si el estrato base es de roca o muy permeable. Cuando las condiciones, como la falta de material impermeable, las estaciones de construcción sean cortas, el clima húmedo, y grandes costes de desembalse, llevan a evitar el uso de pantallas tipo zanja y se construyen otros tipos de barreras impermeables. Estos métodos incluyen tablestacas, inyecciones aluviales, cortinas de cemento o de inyección a presión, una pantalla de hormigón y una zanja con lechada. Si se utiliza uno de estos métodos, debe de consultarse a un ingeniero especializado.

Caso 1° Cimientos permeables de profundidad media. Se considera que una cimentación está a una profundidad media cuando la distancia a la capa impermeable es muy grande para una zanja, pero puede ser alcanzada de forma económica por otro tipo de pantalla.

El que una pantalla sea económica depende de tres factores:

- 1) El efecto filtración, a través del cimientado, en la estabilidad de la presa
- 2) El coste económico del agua perdida por la filtración a través del cimientado.
- 3) Si el tratamiento de la cimentación como se indicó en el Caso 1 (Cimientos permeables a poca profundidad) es más económico.

Si se decide que se requiere un tratamiento como cimentación a profundidad intermedia, están disponibles los siguientes métodos para construir una pantalla:

- Tablestacas
- Pantallas de cemento o inyección a presión
- Zanjas de lechada
- Inyección aluvial
- Muro pantalla de hormigón

Si se utiliza uno de estos métodos, un ingeniero experimentado debe de supervisar el proyecto y la construcción de toda la presa. Estos tratamientos pueden ser necesarios en climas muy húmedos, con estaciones de construcción muy cortas, con escasez de materiales impermeables para la construcción de la capa aguas arriba, etc., porque impiden el uso de una zanja de drenaje.

Caso 1° Cimientos permeables de gran profundidad: En general el problema de los cimientos permeables a gran profundidad es determinar el ratio de permeabilidad horizontal vertical. Si puede hacerse, pueden hacerse las líneas de filtración con gran precisión, cuantificar correctamente las cantidades de filtración, y tomar las medidas de drenaje adecuadas. Como este ratio es difícil de determinar, deben de hacerse asunciones generales relativas a la homogeneidad de la capa permeable. Deben de hacerse planes de contingencia para el caso de que la capa permeable sea mucho más grande de lo que se esperaba o si la cimentación contiene capas finas con una permeabilidad mucho mayor que la media.

Si se necesita reducir la pérdida de filtración hasta límites tolerables, se coloca una capa aguas arriba. Si la zona de aguas arriba es permeable, la capa debería extenderse de forma que se una con el núcleo central impermeable. La mínima zona impermeable recomendada para utilizar con espaldones heterogéneos sobre cimentación permeable profunda es el núcleo. La zanja principal se utiliza para interceptar las áreas críticas del cimiento y debe de localizarse aguas arriba del eje de la coronación. Para evitar problemas de estabilidad en la cimentación provocados por la filtración debe asegurarse que se mantiene un espesor adecuado sobre los cimientos permeables en toda la superficie del valle. Deben tomarse diversas secciones transversales a lo largo del eje del dique para asegurar que se coloca el material adecuado en la sección más crítica. Si se utiliza una sección homogénea, se necesita colocar una capa de drenaje horizontal para recoger la filtración de la cimentación y reducir la altura de la línea freática en la presa. También debe de utilizarse una capa de drenaje horizontal en una zona permeable aguas abajo cuando exista la posibilidad de sifonamiento. Los drenajes al pie de la presa se utilizan para recoger la filtración, transportarla al canal aguas abajo, y evitar la existencia de áreas húmedas en el pie de la presa. Si la permeabilidad es tan grande como para provocar una gran filtración, charcos, o agujeros en el pie aguas abajo, entonces, puede ser necesario utilizar zanjas de drenaje, pozos, extender el pie de la presa o construir una capa en la zona aguas abajo con filtros permeables, para poder controlar la situación. En las cimentaciones estratificadas profundas, se necesita un tratamiento distinto. Este tipo de cimentación consiste en capas alternativas de material permeable e impermeable y generalmente se trata como si se construyera una zanja pantalla parcial. La profundidad de esta zanja parcial debe ser tal que cumpla que la profundidad total combinando la zanja pantalla parcial y la capa impermeable sobre la que se apoya no sea menor que la altura del embalse. Si se cumple este requisito, la cimentación debe de ser estable frente a las presiones de sifonamiento que pueden existir en la capa permeable más superficial que no está cortada por la zanja.

Hay que utilizar una capa de drenaje horizontal que cumpla los criterios de filtros con cimientos estratificados, en el caso de que la zona de la presa aguas abajo sea impermeable o los requisitos contra el sifonamiento no se cumplen por la capa permeable anterior. También hay que usar drenajes en el pie de la presa. Otras medidas de drenaje, como los pozos, pueden ser necesarias si existen subpresiones bajo el pie de aguas abajo de la presa y no se detectan hasta el llenado del embalse.

Caso 2° Cimientos permeables: En el caso de una cimentación permeable cubierta por una capa impermeable, el tipo de tratamiento depende del espesor y de la impermeabilidad de la capa que cubre la zona permeable y de la permeabilidad de la capa sobre la que está. Si el estrato tiene un espesor menor que un metro, puede ignorarse su efecto por la variación del espesor cerca de la presa y la posibilidad de una perforación durante la construcción de la presa o su rotura durante el llenado. En este caso, la cimentación debe de proyectarse como el caso 1° cimentación permeable al descubierto, poco profunda o profunda. Si hay una capa impermeable con un espesor superior a un metro y menor que la carga hidráulica puede asumirse que actúe como una capa impermeable si el espesor, continuidad, cualidades impermeables y la distancia aguas arriba del depósito natural se hayan comprobado cuidadosamente. Es necesario compactar la capa impermeable con un rodillo pesado. Si no es posible evaluar correctamente si el cubrimiento aguas arriba es adecuado, debe de asumirse que la capa natural no es suficientemente grande o impermeable para evitar la filtración o provocar una pérdida de carga en el agua que entra en la capa permeable. Deben tomarse medidas para reducir las subpresiones en el pie aguas abajo de la presa y eliminar la filtración. Si la capa inmediatamente inferior es relativamente homogénea y la capa superior impermeable es relativamente delgada, la capa superior debe de ser completamente perforada por una zanja de drenaje. Esto aliviará las subpresiones que se desarrollan en la capa impermeable. Puede ser necesario zanjas de drenaje adicionales después de la construcción si la subpresión excesiva todavía existe o la filtración es muy grande.

Cuando la capa superior impermeable es muy profunda para perforarla de forma económica con una zanja de drenaje, deben de usarse pozos a lo largo del pie aguas abajo. Es difícil de determinar el conecto espaciado de los pozos, principalmente por la inexactitud en la estimación del estrato permeable. Los pozos se suelen espaciar unos 15 a 30 metros del proyecto inicial, y entonces se instalan pozos adicionales si el análisis de la filtración después de la construcción lo necesita. Cuando la presa es homogénea o cuando la zona aguas abajo tiene una permeabilidad cuestionable, se construye una capa de drenaje horizontal. Esto se hace para reducir la altura de la línea de filtración a través de la presa, proporcionar un drenaje adecuado, eliminar el sifonamiento de la presa. Las capas deben de extenderse del pie aguas abajo a una distancia de $Z + 1,5$ m del eje.

Resumen de los Tratamientos de Cimientos permeables: Los cimientos se suelen dividir entre poco o muy profundos porque son claramente las condiciones generalmente que más se encuentran. Sin embargo, si la cimentación es de profundidad media, se necesitan métodos de construcción, los cuales deben de ser supervisados por un ingeniero con experiencia.

6.12 Métodos para el Tratamiento de los cimientos de Limo y Arcilla

Las cimentaciones en suelos con gran cantidad de finos son lo suficientemente impermeables, para excluir la necesidad de colocar dispositivos para evitar la filtración y el sifonamiento. Sin embargo, como se ha indicado anteriormente, las capas de drenaje-filtro inclinadas y horizontales proporcionan una buena protección frente a condiciones geológicas desconocidas, roturas, suelos expansivos y defectos de proyecto y construcción. Las presas puramente homogéneas no son ya recomendables, excepto para las estructuras menos importantes. El principal problema en este tipo de cimentación es la estabilidad. Además del evidente peligro de rotura por deslizamiento de los cimientos de limos y arcillas saturados, el proyecto debe de tener en cuenta el efecto de la saturación en los cimientos de la presa y estructuras anexas.

Los métodos de tratamiento de los cimientos dependen del tipo del suelo, la saturación de la capa freática y el estado de compactación del suelo. Para suelos saturados de granulometría muy fina (incluyendo las arenas que contiene suficientes finos para ser impermeables), el ensayo de penetración estándar, nos dará una medida aproximada de su densidad y relativa consistencia. Sin embargo, no se puede confiar en este ensayo en suelos de granulometría fina situados por encima de la capa freática, especialmente en suelos muy secos cuya resistencia a la penetración es elevada, aunque su densidad sea baja. En estos suelos puede determinarse el estado de compactación por medio del ensayo de densidad "in situ".

Cimientos saturados: Cuando los cimientos de una presa de tierra están formados por suelos muy finos o arenas impermeables saturadas, su capacidad para resistir el esfuerzo cortante impuesto por el peso del terraplén puede determinarse por la clasificación del grupo de suelos y por medio de su consistencia relativa. Los suelos que nunca han estado sometidos a cargas geológicas mayores que las que soportan actualmente, se denominan suelos normalmente consolidados. Estos suelos son relativamente débiles comparados con los estratos consolidados por cientos de metros de hielo o suelo, que posteriormente han desaparecido. Los depósitos en lagos antiguos que han experimentado ciclos de secado e inmersión, tienen a menudo las características de suelos pre consolidados, debido a que las fuerzas capilares los han consolidado por "desección". Los suelos que han sido pre consolidados, se reconocen por su gran resistencia a la penetración, que normalmente es superior a veinte golpes por pie (30,5 cm.); proporcionan cimientos satisfactorios para presas pequeñas. Por otra parte, la presencia de limos y arcillas blandas no consolidadas representadas por una resistencia a la penetración menor de cuatro golpes por pie (30,5 cm.), indica la necesidad de un muestreo especial, ensayos de laboratorio y los consejos de especialistas.

En la identificación del suelo y determinación de su resistencia a la penetración, puede emplearse el ensayo de penetración estándar; esto servirá para delimitar los cimientos saturados, en los que pueden utilizarse los métodos aproximados usados en este texto y obtener los valores aproximados necesarios para el proyecto.

Cimientos relativamente secos: Los suelos de tipo impermeable no saturados se consideran generalmente como buenos para la cimentación de pequeñas presas, puesto que la presencia del aire en sus huecos permite un apreciable cambio de volumen, aumenta la tensión normal efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante sin necesidad de drenar el agua intersticial. Esto es, para un índice de huecos determinado, un suelo impermeable tiene mayor resistencia en el caso en que no esté saturado, que cuando lo esté. Además, los suelos no saturados presentan el fenómeno de la "cohesión aparente", que es debido a presiones capilares menores que la atmosférica entre las películas de agua que rodean las partículas del suelo. La adición de agua a estos suelos disminuye en primer lugar y después destruye la cohesión aparente cuando se alcanza la saturación. La mayor parte de los suelos son lo suficientemente densos, de forma que la reducción de la cohesión aparente debida a la saturación no producirá serias dificultades en los cimientos de pequeñas presas. Sin embargo, hay un importante grupo de suelos que son de baja densidad y que producen grandes asientos cuando son saturados por el embalse, aunque en estado natural tengan una elevada resistencia en seco. Si no se toman las medidas adecuadas para controlar los asientos excesivos, puede producirse la rotura de la presa: por asientos diferenciales que produzcan la rotura de la parte impermeable del dique y permita al embalse abrir una brecha en la presa, o por un asiento tal del cimiento que produzca una disminución del resguardo y, por lo tanto, pueda producirse el rebosamiento de la presa, aunque la parte impermeable del dique se deforme sin romperse. Estos suelos de poca densidad son típicos, pero no exclusivos, del "loess" (Termino geológico que se refiere a depósitos de limo), y son muy poco coherentes, depositados por el viento y cubren vastas zonas de diversos continentes, incluyendo Norte América.

El verdadero “loess” no ha sido nunca saturado y generalmente está formado por partículas uniformes del tamaño del limo, unidas por una pequeña cantidad de arcilla. Cuando el contenido de agua es bajo, el “loess” tiene suficiente cohesión para soportar presas de tierra de 30 metros de altura sin grandes asentamientos. Sin embargo, un aumento sustancial en el contenido de agua, reduce enormemente la cohesión y puede producir la rotura de la estructura suelta o no cohesiva del suelo, por las condiciones de carga impuestas por presas de solamente 6 metros de altura. El “loess” no perturbado, es de un color canela ligero, no está estratificado, es de peso ligero y contiene muchos agujeros de raíces y huecos. Está formado, en su mayor parte, por partículas limosas ligadas con pequeñas porciones de arcilla. La configuración del loess y su granulometría aparecen; el 75% investigadas eran “loess limosos”; el 20 % “loess arcillosos” y el resto “loess arenosos”. La densidad del “loess” varió desde 1.050 gramos por litro en casos poco normales, hasta 1.600 gramos por litro si había sido humedecido y consolidado, o donde había sido erosionado y vuelto a depositar. Si el contenido natural de agua oscila alrededor del 10 por 100, la capacidad resistente del “loess” se eleva a pesar de su densidad. Hay una pequeña disminución en la capacidad resistente debida al aumento del agua hasta un 15 por 100. Los aumentos ulteriores en la humedad van acompañados de una reducción apreciable en la capacidad resistente de los “loess” de baja densidad, mientras que en los de alta densidad el aumento de la humedad tiene poco efecto.

6.13 Proyecto de Cimentaciones en Limo y Arcilla

Cimientos saturados: Las recomendaciones para el proyecto de presas pequeñas sobre suelos muy finos saturados, que se hacen en esta sección, están basadas en los resultados obtenidos de numerosos análisis de estabilización empleando diversas alturas de presas y diferentes tipos de taludes, en los rellenos estabilizadores para cada altura. Se emplearon valores medios de las propiedades de cada terraplén; y la necesaria resistencia al esfuerzo cortante, con un coeficiente de seguridad de 1,5, fue determinada suponiendo que no se efectuaba ningún drenaje durante la construcción. Se vio que esta condición de construcción era más problemática para la estabilidad que el caso de una filtración constante o de un desembalse rápido. Además, se comprobó que el tipo de material utilizado para los taludes y los rellenos de estabilización no tenía un efecto apreciable sobre la estabilidad, la cual era función del tipo de suelo y la resistencia relativa de la cimentación saturada. Las pendientes de los rellenos de estabilización fueron determinados mediante combinaciones de suelos de cimentación de varias cohesiones y tangente de Φ , necesarias para proporcionar el factor de seguridad 1,5 para las condiciones críticas usando el método del círculo de deslizamiento Sueco.

Cimientos relativamente secos.- El proyecto, incluso de presas muy pequeñas sobre depósitos secos de poca densidad, debe de tener en cuenta la posibilidad de asientos producidos por saturación. Puesto que los resultados de los ensayos de penetración en estos cimientos pueden ser erróneos en gran parte, deben de realizarse ensayos del contenido natural de humedad y de densidad "in situ" en partes del depósito que se hallen por encima de la capa freática, para compararlos con los valores obtenidos en la compactación de los mismos suelos por el método Proctor. Los análisis de los resultados de 112 ensayos realizados por el Bureau of Reclamation en muestras inalteradas de suelos de cimentación indican que la densidad, el contenido de agua y la carga aplicada, influyen en la susceptibilidad de un suelo para producir grandes asientos cuando está saturado.

6.14 Terraplenes

Esencialmente, el problema del proyecto de un terraplén para una presa de tierra consiste en la determinación de la sección transversal, que una vez construida, con los materiales disponibles, cumpla las condiciones para las cuales ha sido proyectada, con un coste mínimo y un coeficiente de seguridad adecuado. El proyectista de una presa de tierra no puede apoyarse, en la aplicación de análisis matemáticos y fórmulas para determinar la sección transversal necesaria, en el mismo grado en que puede hacerse para una presa de hormigón. Los suelos tienen infinitas combinaciones de granulometría y composición y su conducta varía, según las condiciones diferentes de saturación y carga. Además la relación tensión-deformación en un dique es muy compleja. Se han realizado considerables progresos en la investigación y el estudio de métodos que puedan permitir un análisis completo de la estabilidad de los diques. Estos métodos proporcionan herramientas útiles para el proyecto; especialmente para grandes presas donde el coste de una exploración detallada y de ensayos de laboratorio de los materiales disponibles se justifica ampliamente, con la economía obtenida mediante un proyecto más preciso. Aun así, la práctica actual para determinar la sección transversal de una presa de tierra, se apoya en gran parte en el conocimiento de los taludes y características de las presas existentes, haciendo estudios analíticos y experimentales para condiciones poco corrientes, y controlando rigurosamente la selección y colocación de los materiales del terraplén. Aunque son necesarias algunas modificaciones en los proyectos para adaptarlos a las condiciones específicas de cada caso, se evitan las innovaciones radicales; los cambios fundamentales en los conceptos se desarrollan y adoptan gradualmente después de muchas experiencias y ensayos. Si bien esta norma puede ser criticada como conservadora y extravagante, no ha sido posible encontrar un método más adecuado. Cuando hay posibilidad de pérdidas humanas, y certeza de costosos daños de propiedades, unidos a la pérdida incidental del dinero que supone la rotura de una presa, está plenamente justificada.

En presas pequeñas, donde el coste de las investigaciones y ensayos de laboratorio de los materiales para estudios analíticos, junto al coste de ingenieros llegue a ser una proporción elevada del coste total de la estructura, es más adecuado proyectar sobre la base de estructuras conocidas y de anteriores experiencias.

Estos requieren que los taludes sean estables en todos los casos de construcción y explotación; que no se produzcan tensiones excesivas en los cimientos; que se controle la filtración a través del dique; que el terraplén tenga el resguardo necesario desbordamiento; y que los taludes estén protegidos contra la erosión. La estabilidad de un dique se determina por su capacidad para resistir los esfuerzos cortantes, puesto que la rotura se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie. Las tensiones tangenciales son debidas a la aplicación de cargas externas, tales como el embalse o un terremoto, o a fuerzas internas como el peso propio. Las fuerzas, externas e internas, producen asimismo tensiones de compresión normales a cualquier superficie potencial de deslizamiento. Estas tensiones de para evitar un posible compresión contribuyen por una parte a la resistencia al corte del suelo y también al desarrollo de presiones intersticiales que aumentan la inestabilidad. Los diques de materiales granulares, o no cohesivos, son más estables que los formados por suelos cohesivos, ya que los materiales granulares tienen una mayor resistencia al rozamiento y además su mayor permeabilidad les permite una rápida disipación de las presiones intersticiales debidas a las fuerzas de compresión. Por lo tanto, cuando lo permitan las restantes condiciones, pueden emplearse taludes más fuertes para los suelos no cohesivos. Los diques de materiales homogéneos, poco permeables, tienen generalmente taludes más suaves que los empleados para diques heterogéneos, que tienen drenaje libre en las zonas externas apoyadas sobre las zonas internas de materiales relativamente impermeables.

En resumen, el proyecto de la sección transversal de una presa de tierra, viene obligado por las propiedades físicas de los materiales disponibles para la construcción, por el carácter del cimiento, por los métodos de construcción que se especifiquen y por el grado de control que se establezca durante la construcción.

6.15 Presión Intersticial

En 1936, Terzaghi demostró que en un suelo impermeable sometido a carga, la tensión total normal a cualquier plano está compuesta por una tensión efectiva y una presión neutra. Los conceptos de superficies planas y tensiones en un punto de un suelo, no son idénticos a los de un material ideal homogéneo e isótropo. El "plano" en un suelo es más bien una superficie ondulada y el "punto" es una pequeña región que tiene suficientes partículas para obtener una tensión media.

Presiones intersticiales en suelos cohesivos compactados originadas por tensiones de compresión, se producen en el ensayo triaxial rápido y en la zona impermeable de un dique durante la construcción. Para las condiciones de laboratorio la relación entre el cambio de volumen y la presión del fluido en una masa de suelo cargada, formada por partículas sólidas, agua y aire, puede deducirse usando la ley de Boyler para la compresibilidad del aire, y la ley de Henry para la solubilidad del aire en el agua a temperatura constante. Para una masa de suelo enterrada en un terraplén impermeable donde el drenaje sea extremadamente lento, debido a que el camino de filtración es muy largo y que el coeficiente de permeabilidad es muy pequeño, es, por lo tanto, razonable y conservador emplear la hipótesis de que no hay drenaje, para determinar la magnitud de la presión neutra, a los efectos tanto de proyecto como de control. El concepto es que cuando la masa de suelo húmeda se carga, sin permitir que el aire o el agua se escapen, parte de la carga incide sobre los granos del suelo que, o se deforma elásticamente, o adquieren una disposición inelástica, pero sin un cambio significativo en el volumen sólido. Esta parte de la carga es sustentada por el esqueleto del suelo y se denomina tensión efectiva.

El resto de la carga es soportado por tensiones originadas en el aire y en el agua que existen en los huecos, y se denomina presión intersticial. Los análisis indican que la magnitud de la presión intersticial debida a las fuerzas de compresión depende de la compresibilidad del suelo compactado y de la cantidad de aire que contenga. Para unas determinadas condiciones de compresibilidad y carga, a mayor saturación, mayor será la presión intersticial. Esto nos lleva a la práctica de controlar el contenido de agua de los materiales, para aumentar la cantidad de aire en un suelo compactado. La práctica es reducir el contenido de humedad por debajo del contenido óptimo para la compactación a la máxima densidad Proctor, en la construcción de grandes presas de tierra. Sin embargo, este procedimiento no es necesario ni adecuado, para la construcción de diques menores de 15 metros de altura. Para estas alturas, la compactación de suelos cohesivos con el óptimo aproximadamente la máxima densidad seca Proctor proporcionará aire suficiente, incluso en los suelos más compresibles, para evitar la producción de presiones intersticiales de apreciable magnitud. Colocar el material con el contenido óptimo de humedad, en lugar de más seco que el óptimo, también incrementa la plasticidad del material y le permite adaptarse con más rapidez a la forma del cimientó y los taludes durante los asentos después de la construcción. También reduce la posibilidad de roturas por tensión en los taludes. Para pequeñas cargas, no es indicado la colocación del material seco, puesto que aumenta los peligros de:

- Que tenga poca densidad para el mismo esfuerzo de compactación debido a la forma de la curva de compactación
- Aumento de la permeabilidad del núcleo del dique
- Excesivo ablandamiento y asiento en estado de saturación, que puede producir una posible rotura del terraplén.

Por otra parte, el contenido de humedad no debe ser apreciablemente mayor que el óptimo para la máxima densidad seca Proctor, puesto que se han tenido dificultades con rellenos inestables cuando se emplearon suelos muy húmedos, incluso en presas de poca altura. Las consideraciones anteriores demuestran, que la práctica recomendable en los núcleos de pequeñas presas es la de compactar los suelos cohesivos con el óptimo contenido de humedad obtenido en el ensayo Proctor de máxima densidad seca.

6.16 Filtración a través de los diques

El núcleo de una presa de tierra proporciona la resistencia a la filtración que necesita el embalse, la permeabilidad de los suelos varía muchísimo, incluso las arcillas más impermeables son porosas, y no pueden evitar la filtración de un modo completo. El avance de la filtración del agua de un embalse a través del núcleo depende de: la variación de los niveles del propio embalse, la permeabilidad del núcleo en las direcciones horizontal y vertical (anisotropía), las presiones intersticiales remanentes producidas por las cargas durante la construcción, y el tiempo. La superficie superior de filtración se llama capa freática (presión 0) y una sección transversal se denomina línea freática. Aunque el suelo puede estar saturado por capilaridad por encima de esta línea, dando lugar a una línea de "saturación", la filtración está limitada a la parte inferior de la línea freática. La posición de la línea freática depende únicamente de la geometría de la sección. Para suelos de diferente permeabilidad pero de la misma relación entre las permeabilidades horizontal y vertical, las líneas freáticas tendrán idénticas posiciones. Se necesita mucho más tiempo para alcanzar el régimen permanente de saturación en una arcilla que en una arena para la misma sección transversal, y la cantidad de agua que emerge en el talud de aguas abajo será, por supuesto, mucho mayor para el material más permeable. La presión intersticial por debajo de la línea freática disminuye la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo, de acuerdo con la ley de Coulomb.

El régimen permanente que implica la máxima saturación del dique, es la condición postconstructiva más crítica para la estabilidad del talud de aguas abajo. La condición más crítica de explotación, en cuanto se refiere al talud de aguas arriba, es la que se produce con un desembalse rápido después de un largo período en el que el nivel del embalse ha sido muy elevado. Si una presa determinada está expuesta a un desembalse rápido, después de un largo período de embalse a un nivel elevado, deben de tomarse precauciones especiales en su proyecto. El talud de aguas arriba de un dique con una zona permeable apreciable, no es normalmente peligroso en esta circunstancia. Un desembalse rápido puede requerir un talud más suave, en el caso de un dique homogéneo, del que sería necesario para su estabilidad. El uso de la red de filtración para determinar la magnitud y la distribución de las presiones de filtración en cimientos permeables, se ha descrito anteriormente. Los métodos analíticos para el análisis de la estabilidad que se emplean en el proyecto de estructuras más elevadas, requieren la determinación cuantitativa de las presiones intersticiales.

6.17 Proyecto del Terraplén

Utilización de los materiales procedentes de la excavación: En el estudio de los criterios de proyecto, se señaló que para obtener el coste mínimo, la presa debe proyectarse de forma que se obtenga la máxima utilización de la mayor parte de los materiales disponibles, incluyendo el material que debe de excavarse para los cimientos, aliviadero, desagües, canales, central eléctrica, carreteras y otras estructuras. Cuando el volumen de estas zonas constituye una parte apreciable de la cantidad total del dique, puede influir en gran medida en el proyecto de la presa. Aunque estos materiales frecuentemente son menos adecuados que el suelo obtenible de zonas de préstamos, por economía es conveniente utilizarlos al máximo. Han de considerarse conjuntamente los préstamos disponibles y los materiales procedentes de excavaciones para llegar a obtener un proyecto adecuado.

Al excavar la zanja de impermeabilización, la parte situada por encima de la capa freática, proporciona una cantidad limitada de material adecuado para el núcleo impermeable de la presa. Normalmente se obtiene apreciable cantidad de arena y grava en la parte desecada de la zanja. Cuando se encuentran arenas y gravas limpias, en grandes capas, pueden emplearse en las zonas externas de la presa; sin embargo, se encuentran a menudo bolsas o lentejones de limo y arcilla con gran contenido de materia orgánica. En las operaciones normales de excavación estos últimos materiales contaminan a los suelos limpios, lo cual produce unas mezclas húmedas de permeabilidad variable y poco manejable. Estas mezclas, en general, deben desecharse, las excavaciones para el aliviadero normalmente proporcionan terrenos de recubrimiento y formaciones rocosas. En el aprovechamiento de estos materiales el proyectista debe de considerar que deben añadirse al coste el control de la humedad y el proceso para reducirlos al tamaño requerido. Por estas razones, los materiales obtenidos de las excavaciones de los aliviaderos, ordinariamente se usan únicamente de forma muy limitada en zonas de la estructura principal de los diques de la presa, donde no es tan crítico un control especial de la humedad. Las excavaciones de túneles pueden proporcionar material de relleno para su uso en zonas permeables de la presa o finos rocosos que pueden servir como transición entre el material impermeable del núcleo y las zonas permeables. La posibilidad de emplear materiales de la excavación viene influenciada por la secuencia de las operaciones de construcción. El plan de obra está condicionado por los siguientes factores:

- La topografía del lugar de ubicación de la presa
- Necesidades de desvío
- Hidrología de la cuenca
- Cambios climáticos estacionales
- Magnitud de las excavaciones necesarias

Deben de buscarse zonas adecuadas para depositar el material del aliviadero y de la zanja de impermeabilización y poderlo usar después sin necesidad de tener que acopiar y volver a transportar más tarde grandes cantidades de tierra y roca. La zona disponible normalmente está limitada al principio del tajo. Por lo tanto, el proyectista se enfrenta con el problema de elegir entre que se retrase la excavación del aliviadero hasta que haya espacio disponible para los materiales extraídos, que se formen grandes acopios, o permitir que se pierdan grandes cantidades de material. La cantidad de volumen de dique que puede construirse durante los primeros períodos de la construcción, depende de las condiciones de derivación de cada lugar, y del plan de desvío que el constructor haya elegido. Normalmente se le permite al contratista una considerable flexibilidad en el método de desvío; esto añade incertidumbre al proyectista en el planeamiento de la utilización de los materiales de excavación. Las presas no homogéneas proporcionan una oportunidad para utilizar los materiales extraídos en la excavación. Este tipo de presa tiene que ser utilizada siempre que sea posible. La zonificación de la presa debe de estar basada en el uso más económico posible de los materiales, sin embargo, la zonificación debe ser consistente con los requisitos de estabilidad comentados anteriormente. Por ejemplo, el uso de secciones de roca puede permitir continuar la construcción durante el invierno, logrando terminarla más pronto. Una importante aplicación de los materiales de excavación es su empleo en partes del dique, donde no sea crítico el valor de la permeabilidad y donde el peso y el volumen sean las condiciones más importantes. Los lugares adecuados para estos materiales son los pies de las presas de taludes muy suaves situadas sobre cimientos malos, donde no se necesita una elevada resistencia al esfuerzo cortante. Las zonas en la presa en las cuales se coloca el material procedente de excavaciones se denominan zonas no predeterminadas (zonas variables o aleatorias). Debe de preverse la posibilidad de variar los límites de las zonas para ajustarse al exceso o escasez de material, ya que la estimación del porcentaje del material de la excavación utilizable para el dique está sujeta a un importante error.

En algunos casos, puede ser necesario llevar a cabo ensayos de laboratorio especiales o ensayos del dique antes de determinar la disponibilidad de un material cuestionable o las dimensiones de una zona no predeterminada. Al redactar un proyecto, el proyectista debe considerar la parte de la excavación de la estructura que será utilizable en las diversas zonas del terraplén, y el asiento y entumecimiento que pueden producir. Entonces, el proyectista tiene que integrar estas cantidades estimadas, con las cantidades de material necesario para determinar si el diseño final es económico y tiene un plan de obra razonable. Frecuentemente, hay que hacer varias hipótesis. Ha demostrado ser de gran utilidad el uso de un cuadro de distribución de material.

Taludes de los diques. Generalidades: El diseño de los taludes de proyecto de un dique puede variar ampliamente en función del carácter de los materiales disponibles para la construcción, las condiciones del cimiento y la altura de la estructura. Los taludes determinados en esta sección son los necesarios para proporcionar estabilidad a un terraplén construido sobre un cimiento estable. Los cimientos permeables pueden necesitar la adición de rastrillos, aguas arriba, para disminuir la filtración, o de capas horizontales de drenaje, aguas abajo, para proporcionar estabilidad contra las presiones debidas a la filtración. Los cimientos débiles pueden necesitar además rellenos estabilizadores en uno o en ambos pies de presa. Los terraplenes adicionales necesarios, cuando el cimiento es malo o permeable, se colocan sobre los taludes determinados en esta sección para lograr la estabilidad del terraplén. Los procedimientos siguientes deben de usarse en el caso de condiciones geológicas sencillas y directas y con materiales de la presa libres de problemas. Si hay condiciones más complicadas, la presa debe de ser analizada por un ingeniero especializado en proyectos de presas de tierras, utilizando las técnicas de análisis adecuadas. El talud de aguas arriba puede variar desde 2:1; hasta 4:1 para asegurar la estabilidad; normalmente se toma de 2,5:1 ó 3:1. A veces los taludes de aguas arriba son más suaves con el fin de eliminar un excesivo costo en su protección.

Muchas veces se coloca una berma en una cota ligeramente inferior al nivel del máximo desembalse, para formar una base de protección para el talud de aguas arriba, que no tiene que ser continuado más abajo de este punto. Dicho talud generalmente tiene mayor pendiente por encima de la altura del nivel de agua. Una presa expuesta a un desembalse rápido debe tener una zona aguas arriba con suficiente permeabilidad para disipar las presiones intersticiales producidas fuera en el paramento. La velocidad del desembalse es un factor importante que afecta la estabilidad de esta parte de la presa. Donde se disponga únicamente de materiales finos de poca permeabilidad es conveniente proporcionar un talud muy suave si se prevé la posibilidad de un desembalse rápido. Por el contrario, si se dispone de materiales de fácil drenaje, como arenas y gravas, de forma que proporcionen un peso superpuesto de retención de los materiales finos de poca permeabilidad, pueden utilizarse taludes más escarpados. Se obtiene el mismo resultado utilizando roca resistente y de buena calidad. En este último caso es conveniente colocar una capa de arenas y gravas ó áridos de cantera entre la roca y la superficie del material impermeable del dique, para evitar daños y desplazamientos, producidos por la saturación y la acción de las olas. Es poco probable que se produzcan avenidas desastrosas cuando falla el talud de aguas arriba. La rotura únicamente puede producirse durante la construcción o después de un desembalse rápido; en ambos casos el embalse estará virtualmente vacío. El peso y las fuerzas de filtración actúan como estabilizadoras en el paramento de aguas arriba cuando el embalse está lleno. Los taludes normales en los paramentos de aguas abajo para pequeñas presas de tierra, son de 2: 1 cuando el terraplén se proyecta con una zona permeable aguas abajo y de 2,5:1 cuando el dique es impermeable. Estos taludes son estables para los tipos de suelos comúnmente usados cuando se dispone el drenaje adecuado para que la línea de saturación no alcance el paramento de aguas abajo. Los taludes dependen del tipo de presa (esto es, de pantalla, homogénea modificada o heterogénea) y de la naturaleza de los materiales empleados en su construcción. Es de especial importancia la naturaleza del suelo que va a utilizarse en la construcción de una presa del tipo homogéneo-modificado o en el núcleo de una presa heterogénea.

En el último caso, la relación del tamaño del núcleo al del revestimiento es también importante. Los taludes del dique se relacionan con la clasificación del suelo que se va a emplear en la construcción, especialmente en los suelos impermeables.

Presas con pantalla: Una presa con pantalla consiste en una barrera fina impermeable al agua utilizada junto a una gran zona permeable. La pantalla puede ser de tierra, asfalto, hormigón o metal. Si la pantalla se hace con material de tierra impermeable, debe de tener un espesor horizontal suficientemente grande para que pueda trabajar el equipo de construcción. Como debe de aguantar la presión del embalse lleno, debe de construirse con cuidado. Para evitar el sifonamiento o la erosión, la pantalla debe de estar protegida por filtros con una granulometría que cumpla los criterios. Cuando la pantalla es de tierra y se sitúa en el centro de la presa, también se denomina presa de núcleo fino.

Las presas de pantalla se suelen utilizar en los siguientes casos:

- Una cantidad limitada de material impermeable disponible
- Clima húmedo
- Estaciones de construcción cortas

La pantalla debe de ser utilizada sólo cuando el diseño y la construcción de la presa se hagan bajo la supervisión de un ingeniero proyectista especializado en presas de tierra. Si se elige este tipo de presa, se recomienda que se coloque manufacturado en el talud de aguas arriba del terraplén, que de otra forma sería permeable, en vez de una capa de suelo. Si el material permeable es roca, la presa se denomina presa de escollera. El material permeable para la construcción de una presa de tierra de pantalla debe ser tal, que pueda compactarse de forma que proporcione un dique estable que admita pequeños asentos después de su construcción. Las arenas mal graduadas (SP) no pueden compactarse una pantalla de material adecuadamente; la mezcla de arenas y gravas bien graduadas (SW-GW) produce terraplenes satisfactorios.

Las arenas de buena granulometría (GW) que contienen más del 5% de material más fino que el que pasa por el tamiz núm. 200, deben de ensayarse para determinar si proporcionarán un dique permeable después de su compactación. En todos los aspectos, excepto por el empleo de materiales permeables que no son rocas en la construcción del dique, las presas de tierra de pantalla, proyectadas según se recomienda en este texto, son idénticas a las presas de escollera. Las recomendaciones que allí se indican deben tenerse en cuenta al proyectar los cimientos y el paramento de aguas arriba para una presa de tierra del tipo de pantalla.

Tipo homogéneo: Las presas de tipo homogéneo se recomiendan únicamente donde la escasez de materiales granulares hace antieconómica la construcción de un dique del tipo heterogéneo y además con la restricción de que en las presas de embalse debe de modificarse el tipo homogéneo para incluir dispositivos de drenaje interno. Si se dispone el pie de escollera indicado, debe construirse un filtro entre el dique propiamente dicho y la escollera. Para cumplir su función de bajar la línea freática y estabilizar la parte de aguas debajo de la presa, el filtro de drenaje debe extenderse desde el paramento de aguas abajo de la presa hasta bastante dentro del cuerpo del dique. Sin embargo, no debe extenderse hacia aguas arriba tanto que disminuya el camino de filtración a través del dique o del cimiento hasta una cantidad peligrosa. Por otra parte, es conveniente un filtro de poca longitud puesto que los filtros son caros. Para presas pequeñas se recomienda que el filtro de drenaje empiece en el pie de aguas abajo del terraplén y alcance hacia aguas arriba hasta una distancia, igual a la altura de la presa más 1,5 metros, contada a partir del eje de la presa. Ello proporcionará un filtro de suficiente capacidad y no llegará a sobrepasar, más allá de los límites aceptables, la longitud del camino de filtración. La distancia indicada, está determinada sobre la base de que se colocará el límite del filtro en la posición correspondiente al límite de aguas arriba de la zona permeable en un dique heterogéneo, construido sobre un cimiento permeable impermeabilización adecuada.

El filtro de drenaje debe extenderse a lo largo del valle y de los estribos hasta una altura igual al nivel máximo que alcanza el embalse durante un tiempo apreciable. Es necesario que sea de espesor uniforme y que su extremo de aguas arriba en cualquier punto esté determinado por la distancia al eje, ya mencionada, de la altura de la presa en ese punto más 1,5 metros. Incluso en la construcción de diques homogéneos es probable alguna variación en la naturaleza del material de préstamos. Es importante que el material más grueso y permeable de los disponibles, se coloque en las partes exteriores para aproximarse, dentro de lo posible, a las ventajas de la presa heterogénea. También es importante evitar la segregación del material más grueso cuando se vuelca el relleno. La segregación provoca la formación de capas mucho más permeables que el otro talud; estas capas tienden a formar canales de drenaje del agua percolada e incrementan la posibilidad de sifonamiento. Debido a la posibilidad de descuidos durante la construcción y roturas, suelos dispersos, etc., como se ha indicado anteriormente, debe de plantearse la construcción de un filtro-drenaje inclinado para interceptar cualquier filtración debido a los defectos en la presa.

Dique heterogéneo: La presa de dique heterogéneo consiste en un núcleo impermeable flanqueado por dos zonas de material considerablemente más permeable. Este tipo de presa debe de construirse siempre que haya una variedad de suelos adecuados, debido a que sus grandes ventajas producen una disminución del coste de construcción. Las tres ventajas principales de usar las presas heterogéneas se indican a continuación:

- Permite el empleo de taludes más pendientes con la disminución consiguiente del volumen total del terraplén
- Permiten emplear gran variedad de materiales
- Permite una mayor utilización de los materiales excavados de los cimientos de la presa, aliviadero, desagües y otras estructuras anexas.

Sección: Todas las secciones posibles se basan en la estimación de las cantidades de material necesario de excavación o cantera. La sección puede dividirse en 2 o más zonas según sean la variación y granulometría de los materiales disponibles. En general, la permeabilidad de cada zona debe aumentar a medida que nos alejamos del núcleo. Los materiales más permeables y, por lo tanto, de un alto grado de estabilidad, se emplean para cubrir y soportar al núcleo impermeable. Los materiales permeables se colocan en las secciones de aguas abajo para evitar la producción de subpresiones y además rebajar la línea freática de forma que quede embebida en el pie de presa. Su función, cuando se colocan aguas arriba, es permitir la disipación de presiones en el caso de desembalse rápido. Cuando haya una gran variación en los materiales disponibles, pueden hacerse presas con diversas zonas. Los materiales excavados que no se puedan utilizar, y el exceso de material en general, se pueden utilizar aguas arriba o en el pie aguas abajo.

Transiciones. Es importante que la granulometría de las zonas adyacentes se estudie de forma tal que los materiales de la una no se filtren a través de los huecos de las zonas adyacentes, ya sean en régimen permanente o debido a las fuerzas de filtración en un desembalse rápido. Las transiciones también previenen el sifonamiento y proporcionan ventajas adicionales en el caso de que se produjera una grieta en la presa, se produciría un sellado parcial de la grieta con la consiguiente disminución de las pérdidas por filtración. Debe colocarse entre la zona impermeable y la escollera una zona de transición de arenas y gravas o rocas de pequeño tamaño. Aunque esas transiciones sólo necesitan una anchura de algo más de un metro, normalmente se construyen de 2 a 4 metros para ajustarse al equipo de construcción. La zona de transición debe de proyectarse como un filtro o una capa impermeable que cumpla el criterio dado. Normalmente no es necesaria una zona de transición entre la zona impermeable y las de arenas y gravas, o entre éstas y la de escollera, pero debe de cumplirse el criterio del filtro entre ambas zonas.

Núcleos impermeables para presas heterogéneas: La menor dimensión necesaria para dos condiciones:

- Cimiento impermeable, o permeable, cortado completamente por una zanja de impermeabilización (de aquí en adelante nos referiremos a él como al núcleo mínimo). Este núcleo se va a denominar de ahora en adelante núcleo mínimo A.
- Cimientos permeables al descubierto o cubiertos por un estrato permeable (menor de 1 m) que no está cortado por zanja de impermeabilización, independientemente de la profundidad del material permeable. Este núcleo se va a denominar de ahora en adelante núcleo mínimo B.

Si el núcleo es menor que el mínimo indicado A, se considerará que la presa es del tipo pantalla y si es mayor que el máximo indicado, las zonas permeables serán poco efectivas para aumentar la estabilidad del núcleo y el dique puede considerarse de tipo homogéneo en cuanto a estabilidad se refiere. El tamaño del núcleo mínimo A, fue elegido por razones prácticas y teóricas. La anchura de 4 metros se toma como la mínima que permite una colocación y compactación económica del terraplén impermeable debido al equipo de construcción que puede incluir camiones, niveladoras y compactadoras. El criterio de que el espesor del núcleo en cualquier punto no debe ser menor que la altura del dique en ese punto, se adopta con el fin de que el gradiente hidráulico medio a través del núcleo sea menor que la unidad. Gradientes apreciablemente mayores producen grandes fuerzas de filtración y la necesidad de la construcción de zonas con filtros de alta calidad que para presas pequeñas no son económicas ni prácticas desde el punto de vista del control de construcción. Debe de notarse, que incluso para núcleos de mayor espesor, las zonas aguas abajo deben de cumplir los criterios.

Además si el núcleo fuese más delgado, habría más peligro de que se produjesen roturas por asientos diferenciales en el cimiento.

El núcleo mínimo B para una presa sobre un cimiento permeable se basa en la consideración de las presiones de filtración en el cimiento. Este mínimo se aplica a presas construidas en cimientos permeables que están al descubierto (Caso 1) o en cimentaciones profundas no cubiertas (Caso 2) cuando están cubiertos por 1 m o menos. No es aplicable si los cimientos permeables están cubiertos por un estrato impermeable con un espesor mayor de 1 metro. Si no se proyecta una zanja de impermeabilización completa, debe de disponerse, sin considerar que se emplee otro tipo de dispositivo para controlar la filtración, que la pérdida de presión a través del cimiento sea relativamente gradual y proporcional a la longitud del camino de filtración. La longitud mínima de camino empleada en la práctica es la que se obtiene por medio de una zona impermeable cuyo espesor en la zona de contacto de la presa con el cimiento sea por lo menos de 2 y 1/2 veces la altura de la presa. Esa zona impermeable impide la posibilidad de que la filtración pase por debajo del núcleo de la presa sin una pérdida apreciable de carga debido a la ineficacia del tablestacado o de la zanja parcial de impermeabilización, o porque no se haya colocado ningún dispositivo. Se recomienda impermeable para una presa sobre cimientos permeables, cumpla esos requisitos y debería ser utilizada para el Caso 1 (cimentaciones permeables al descubierto) y para el Caso 2 (cimentaciones permeables cubiertas) si está cubierta de 1 metro o menos en el caso de que no tengan zanjas de impermeabilización total. Si la cimentación permeable cubierta tiene un espesor de la capa impermeable mayor de 1 metro y menor de la altura del embalse, el tamaño del núcleo elegido dependerá del juicio del proyectista sobre la efectividad de la capa natural aguas arriba. En general, el núcleo mínimo A proporcionará suficiente espesor de material del núcleo para usarlo con una capa impermeable natural de su profundidad.

Si la anchura de la capa impermeable que cubre es mayor que la altura del embalse, la cimentación debe de considerarse profunda y la presa debería ser diseñada para utilizar rellenos de estabilización, para cimentaciones saturadas de grano fino. Debe de construirse un mínimo de núcleo A para proporcionar un espesor de núcleo suficiente para esta condición de los cimientos.

Con el núcleo mínimo A colocado centralmente, la estabilidad del dique heterogéneo no queda afectada en gran manera por la naturaleza del suelo que forma el núcleo. Los taludes que la zona mínima B externos vienen impuestos, en gran parte, por la estabilidad del material de revestimiento. Las rocas, gravas bien y mal graduadas (GW) y (GP) respectivamente, son materiales adecuados para este objeto. Las arenas bien graduadas (SW) y las arenas mal graduadas (SP), son adecuadas si tienen gravas. Para cualquiera de estos materiales los taludes de aguas arriba y aguas abajo de 2:1 son estables en el caso de presas de altura no superiores a 15 metros sobre el lecho del río, incluso si se las somete a desembalse rápido.

Pendientes de los taludes: La tabla abajo muestra los taludes recomendados aguas arriba y aguas abajo, para presas pequeñas de tierra del tipo heterogéneo con núcleos mínimos A y máximos. Se asume que la cimentación es estable; si la cimentación es del tipo saturada de grano fino, deben de añadirse rellenos estabilizadores. Los taludes para aquéllas cuyo núcleo sea de tamaño intermedio (incluyendo el núcleo mínimo B para una presa en cimientos permeables), se encontrarán entre los datos de la tabla para el caso A y para el caso apropiado con núcleo máximo. Donde se indica más de un grupo de suelos para un conjunto de taludes, debe interpretarse que la presa se puede construir con estos taludes usando cualquiera de esos suelos, o una combinación de ellos.

Tipo	Objeto	Sujeto a desembalse rápido ²	Clasificación del material de revestimiento	Clasificación del material del núcleo ³	Talud aguas arriba	Talud aguas abajo
Zona con núcleo mínimo A ¹	Cualquiera	No crítico ⁴	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM,SC, SM,CL,ML, CH o MH	2:1	2:1
Zona con núcleo máximo ¹	Retención o embalse	No	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM, SC,SM, CL,ML, CH,MH	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1
Zona con núcleo máximo ¹	Embalse	Si	Escollera, GW,GP,SW (con gravas) o SP (con gravas)	GC,GM, SC,SM, CL,ML, CH,MH	2,5:1 2,5:1 3:1 3,5:1	2:1 2,25:1 2,5:1 3:1

6.18 Protección del Parámetro Aguas Arriba

El paramento de aguas arriba de una presa de tierra debe de estar protegido contra la acción destructiva de las olas. En algunos casos, debe de preverse la posibilidad de formación de madrigueras. Los tipos usuales de protección para los taludes de aguas arriba, son: escollera, ya sea vertida o colocada a mano, y los pavimentos de hormigón. Se han empleado otros tipos de protección tales como el acero, pavimentos bituminosos, bloques prefabricados y (en estructuras pequeñas y relativamente poco importantes) mimbres acolchados y sacos de hormigón. La protección debe de extenderse desde la coronación de la presa hasta una distancia por debajo del nivel mínimo de agua lo suficientemente segura (normalmente algunos decímetros) y debe de terminar sobre una berma de soporte.

Elección del tipo de protección: La experiencia ha demostrado que en la mayor parte de los casos la escollera vertida proporciona el mejor tipo de protección con el coste mínimo. La superioridad de la escollera vertida para protección del talud de aguas arriba y su pequeño coste de mantenimiento comparado con otros tipos de protección, han demostrado de forma convincente, que es económico el transporte de roca desde distancias considerables para evitar la construcción de otros tipos de protección de taludes para grandes presas. Cuando la posibilidad de obtención de roca es pequeña debido a la distancia de transporte, puede considerarse económico el empleo de escollera colocada a mano, a pesar del mayor coste del material y de la mano de obra, ya que se disminuye el volumen de material. La escollera colocada a mano es adecuada cuando no está expuesta a condiciones atmosféricas de baja temperatura, pero la roca debe de ser de mejor calidad que la admitida para la escollera vertida y su colocación debe de ser tal que su calidad y apariencia se aproxime a la de la mampostería colocada en seco. Debe de admitirse que la escollera colocada a mano no es tan flexible como la vertida, puesto que no puede ajustarse tan adecuadamente a los asientos locales o del cimientto.

En consecuencia la escollera colocada a mano no debe utilizarse donde se espere que han de producirse grandes asientos. El pavimento de hormigón merece seria consideración para protección de los taludes de aguas arriba donde el empleo de la escollera sea demasiado caro (normalmente debido al elevado coste de transporte). El éxito del pavimento de hormigón, como medio de protección de taludes, depende de la valoración de las condiciones de campo, del comportamiento del terraplén, así como de la capacidad del pavimento para resistir la rotura y el deterioro. El pavimento de hormigón ha dado buenos resultados en algunos casos en que la acción de las olas era moderada. Donde se supone que ha de producirse una fuerte acción de las olas, se puede colocar hormigón solamente cuando se tenga la seguridad de que los asientos, después de la construcción, serán insignificantes. Al comparar los costes de la protección de hormigón y de escollera, debe de tenerse en cuenta el coste de cualquier medida adicional necesaria para disminuir el asiento y el resguardo suplementario obligado por una mayor sobreelevación de las olas sobre la superficie suave del hormigón.

Deben de tenerse en cuenta otros tipos de protección de taludes, como los bloques de hormigón bituminosos, suelos estabilizados con cemento y recubrimiento de acero. Los pavimentos bituminosos y de suelos estabilizados con cemento, muchas veces proporcionan alternativas económicas de protección de taludes. El tipo de colchón de mimbre y de sacos de cemento deben de emplearse únicamente en estructuras muy pequeñas y donde el coste de cualquier otro tipo de protección permanente sea prohibitivo, prefabricados, pavimentos, etc.

En lo que a este texto se refiere, se tratarán los siguientes tipos de protección de taludes:

- Escollera vertida
- Escollera colocada a mano
- Pavimento de hormigón
- Suelo cemento

Escollera vertida: La escollera vertida consiste en piedras o fragmentos de roca vertida "in situ", en el talud de aguas arriba de un dique, para protegerlo contra las olas. La escollera se vierte sobre un filtro de granulometría adecuada que puede colocarse especialmente para este caso o puede ser la parte más exterior del terraplén heterogéneo. La escollera es una arenisca feldespática con el peso específico de 2,58. La eficacia de la escollera vertida depende de las siguientes características:

- Calidad de la roca
- Peso o tamaño de las piedras individuales.
- Espesor de la protección
- Forma de las piedras o fragmentos rocosos
- Talud del terraplén en el que se va a colocar la escollera
- Estabilidad y eficacia del filtro sobre el que se coloca la escollera.

La roca para escollera debe ser dura, densa y capaz de resistir la meteorización. La mayor parte de las rocas ígneas y metamórficas, muchas de las piedras calizas y algunas areniscas producen excelente escollera. Las calizas y areniscas no son adecuadas, si tienen una estructura pizarrosa. La elección de las rocas para escollera desde el punto de vista de su calidad se determina: por inspección visual, por ensayos de laboratorio para determinar su resistencia a la meteorización y abrasión y por exámenes petrográficos mediante los que se determina la estructura y su efecto en la durabilidad. Cada pieza individual debe tener el suficiente peso, para resistir el desplazamiento debido a la acción de las olas, que no depende necesariamente de la altura de la presa. Es un error considerar que sólo se necesita roca de gran tamaño en grandes presas mientras que rocas de tamaño pequeño darán suficiente protección al talud para terraplenes pequeños sin tener en cuenta factores tales como la velocidad y dirección del viento y el fetch. El peso o el tamaño de las piezas necesario para resistir el desplazamiento debido a las olas, puede determinarse teóricamente según las consideraciones hechas en el informe de la A.S.C.E.

Este método está basado en la hipótesis de que la fuerza que ejerce la ola sobre la piedra en el paramento de una presa, no puede ser mayor que la de una corriente que circule a una velocidad igual a la de las partículas de la ola. Estos métodos teóricos están de acuerdo con la experiencia y los resultados de análisis realizados en gran número de presas de tierra. El espesor de la capa de escollera debe ser el suficiente para alojar convenientemente el peso y el tamaño de la piedra necesarios para resistir la acción de las olas. Se ha llegado a la conclusión de que un espesor de 90 centímetros es generalmente el más económico y satisfactorio para grandes presas. Deben emplearse espesores más pequeños en presas pequeñas o en diques donde la acción de las olas sea menos fuerte que en estructuras más importantes. También se utilizan espesores menores para la parte superior de los taludes de presas cuyos embalses se utilizan principalmente para laminación de avenidas, debido a la poca frecuencia y al pequeño intervalo de tiempo a que está sometida dicha parte superior a la acción de las olas. Deben utilizarse mayores espesores en aquellos casos en que la roca empleada tenga un peso específico muy bajo (menor de 2,5). La forma de las piedras o de los fragmentos de roca influye en la capacidad de la escollera para resistir los desplazamientos debidos a la acción de las olas. Los fragmentos angulosos de roca machacada tienden a acodarse y resisten mejor los desplazamientos que los cantos rodados o los bolos. Si van a emplearse cantos rodados o bolos, se necesita una capa de más espesor y unas piedras de mayor tamaño o si no suavizar el talud del dique más de lo necesario para su estabilidad, de forma que se garantice el equilibrio de la escollera, especialmente si los cantos rodados son de diámetro uniforme. En la parte inferior de la escollera debe de colocarse una capa de grava graduada cuando el material compactado de la presa de tierra tenga tal granulometría, que pueda producirse el arrastre de partículas a través de los huecos de la escollera por la acción de las olas. No es necesaria esta capa si la zona exterior del dique está formada por gravas. Las capas de piedra partida o de grava natural con una granulometría que oscila entre 0,5 y 9 centímetros, con un espesor igual a la mitad del espesor de la escollera (pero no menor de 30 centímetros) se han probado satisfactoriamente en la práctica.

La granulometría de la capa puede determinarse más exactamente por el criterio dado en la para los filtros.

Escollera colocada a mano: La escollera colocada a mano está compuesta de piedras cuidadosamente colocadas en hiladas más o menos definidas con una mínima cantidad de huecos y de forma que la parte exterior resulte una superficie relativamente suave. Las piedras redondeadas o irregulares se colocan más difícil y lentamente que la piedra que es aproximadamente cuadrada; la piedra de caras planas y naturaleza estratificada debe colocarse con los planos principales de estratificación normales al talud. Las juntas deben de ser tan discontinuas como sea posible y la abertura de las juntas hasta el relleno subyacente debe evitarse colocando cuidadosamente los diversos tamaños de piedras y cerrando los huecos por medio de ripios. Sin embargo, debe de haber aberturas suficientes en la superficie de la escollera para permitir la aireación de la capa inferior. La piedra para este tipo de protección debe de ser de calidad excelente. El espesor de la escollera colocada a mano debe ser la mitad del necesario para escollera vertida, pero no inferior a 30 centímetros; asimismo es necesario colocar una capa filtrante debajo de la escollera si la capa subyacente de la presa de tierra no está formada por grava.

Protección de hormigón: Si se hiciese una recopilación de todos los casos en que se ha empleado hormigón para la protección de los taludes de aguas arriba de las presas de tierra, se vería que el número de roturas es inmenso. La protección de hormigón se utiliza tanto en presas de tierra como de escollera, aunque su comportamiento en presas de escollera es mucho mejor. Desafortunadamente, el hecho de que algunas estructuras protegidas con paramentos de hormigón hayan permanecido en pie soportando el paso del tiempo, impulsa a los ingenieros a emplear este tipo de construcción, muchas veces sin las referencias suficientes sobre realizaciones insatisfactorias anteriores. Un paramento de hormigón adecuadamente proyectado y construido no es nunca barato.

El desconocimiento y complejidad de las fuerzas que pueden actuar sobre un pavimento de hormigón obligan a emplear un criterio conservador siempre que se considera este tipo de protección. Las recomendaciones que se indican a continuación son suficientemente conservadoras, pero el número de situaciones estudiadas es tan limitado que no hay seguridad de que se haya dado la consideración adecuada a todos los tipos posibles que puedan. Los pavimentos de hormigón empleados para la protección del talud deben extenderse desde la coronación de la presa hasta varios decímetros por debajo del nivel mínimo de agua. Debe de terminarse en una berma y contra un bordillo de hormigón o refuerzo que debe de extenderse por lo menos medio metro por debajo de la superficie del pavimento. Para presas con una altura aproximada de 15 metros se recomienda un espesor de 20 centímetros; el espesor mínimo para presas más bajas, debe de ser 15 centímetros. Aunque los pavimentos de hormigón se construyen en bloques, el método que ha dado mejores resultados ha sido aquel que ha procurado producir un monolitismo mayor, con las precauciones necesarias para evitar la filtración y, por lo tanto la formación de subpresiones. La placa debe de estar armada con barras en ambas direcciones, colocadas en la superficie media y lograr la continuidad pasándolas a través de las juntas de construcción. El área de acero en cada dirección debe de ser igual a 0,5% del área del hormigón. Las juntas deben sellarse con rellenos plásticos y las grietas que se produzcan deben de cerrarse inmediatamente con lechada o cualquier otro producto.

Suelo-cemento: En los últimos años, el suelo-cemento como material de recubrimiento para presas de tierra ha comenzado a ser económico, cuando no hay escollera cercana a la presa. Se prefiere una cimentación razonablemente firme para que la deformación después de colocar el suelo-cemento sea insignificante; sin embargo, no se necesita incorporar características especiales de diseño en la presa. Se utilizan los procedimientos normales de construcción, quizás con un cuidado especial para asegurar la mínima consolidación de la presa y el asiento de los cimientos tras la construcción.

El suelo-cemento generalmente se coloca y compacta en terrazas horizontales esto proporciona la eficiencia de construcción máxima y efectividad operacional. Con las pendientes de los taludes típicas 2:1 y 4:1, una capa horizontal de 2,5 m. de anchura proporcionará un espesor de 0,6 y 1 m. respectivamente, medida perpendicularmente a la pendiente. Empezando en la capa más baja de suelo cemento, cada capa sucesiva se retranquea a una distancia igual al producto del espesor de la capa compactada (en cm) por la pendiente del talud. Las capas de suelo-cemento de estas dimensiones pueden ser colocadas con efectividad y compactadas con equipos estándares de carreteras. A veces se utiliza un método que forma una capa única de suelo-cemento paralela al talud, en las áreas menos críticas. Si la capa de suelo-cemento no comienza al nivel del suelo natural, la parte más baja del talud debe tener menos pendiente que la parte protegida con suelo-cemento; o colocar una berma en la parte más baja del recubrimiento. Es esencial que el suelo-cemento esté extendido debajo del nivel mínimo del agua y por encima del máximo nivel del agua. La parte alta del recubrimiento debe de tener un resguardo de al menos 1,2 veces la altura de la ola máxima prevista., o 1.5 m, (el mayor valor de los anteriores). Los bordes de las capas de suelo-cemento terminadas no se deben de recortar, ya que los bordes redondeados ayudan a retrasar la rotura por el oleaje (figura 6-53). El suelo-cemento puede hacerse con una amplia variedad de suelos. El principal criterio para determinar el tipo de suelo es la granulometría. Suelos arenosos o de gravas con una granulometría adecuada que contengan entre un 10 a un 25 por ciento de material que pase por el tamiz N°200 son ideales.

6.19 Protección del Parámetro Aguas Abajo

Si la zona de aguas abajo de un dique está formada por roca o cantos rodados, no se necesita ningún tratamiento especial. Los taludes de aguas abajo de presas homogéneas o de presas con las zonas externas arenosas o gravosas, deben de protegerse contra la erosión producida por el viento y la lluvia con un estrato de rocas, de guijarros o de césped.

Debido a la poca seguridad de obtener la protección adecuada con una cubierta vegetal en muchos sitios, especialmente en zonas áridas, se prefiere la protección de cantos rodados o de rocas y es conveniente su aplicación si el coste no es prohibitivo. Las capas de 60 centímetros son más fáciles de colocar, pero en general es suficiente con una de 30 centímetros. Si es planta hierba debe de seleccionarse la especie más adecuada para cada localidad. Normalmente es necesario abonar y regar uniformemente las superficies sembradas para provocar la germinación y acelerar el crecimiento.

6.20 Drenaje Superficial

La conveniencia de establecer dispositivos de drenaje, en los estribos y el fondo del valle, generalmente se descuida en las presas de tierra. El resultado es que, aunque estén protegidos los taludes de aguas arriba, aguas abajo y la coronación de la presa contra la erosión, se producen desagradables torrenteras en las zonas de contacto del dique con los estribos, de los cuales se ha quitado la vegetación durante las operaciones de construcción, especialmente si los estribos son escarpados. Esta situación suele producirse más frecuentemente en las zonas de contacto del talud de aguas abajo con los estribos. Sin embargo, la torrentera puede controlarse construyendo, a lo largo de la zona de contacto, una cuneta que puede hacerse con cantos rodados o roca de la utilizada en el recubrimiento del paramento de aguas abajo. Si este paramento está sembrado debe de emplearse una cuneta de hormigón, asfalto o encachado. Debe de considerarse la posibilidad de la formación de torrenteras en los estribos y en los taludes suaves del fondo del valle, producidos por la escorrentía del talud de aguas abajo de la presa; pueden ser necesarias cunetas de guarda o drenajes a cielo abierto para controlar la erosión. Asimismo, ha de proyectarse la construcción de zanjas de descarga o canales para conducir el agua de drenaje lejos del talud de aguas abajo del dique, de forma que no se produzcan zonas pantanosas. La necesidad del drenaje y el tipo adecuado para cada lugar, puede determinarse más fácilmente por el examen del terreno antes o durante la construcción.

6.21 Taludes abocinados en los Estribos

Si se considera necesario, pueden abocinarse los diques en los estribos para obtener taludes más suaves por exigencias de la estabilidad, o para controlar la filtración a través de una zona de contacto más larga del núcleo de la presa con el estribo. Si el estribo es permeable, y no se puede conseguir un rastrillo eficaz, puede obtenerse el mismo efecto que con una capa impermeable aguas arriba de la presa, abocinando el dique. El diseño de la transición de taludes normales a taludes abocinados está determinado por la topografía del terreno, la longitud de contacto deseada y la conveniencia de hacer una transición gradual sin cambios bruscos, para facilitar la construcción y para que la obra presente un aspecto más agradable.

CAPITULO 7

CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA

7.1 Introducción

El proyecto o diseño de una presa de tierra y enrocamiento consiste en la determinación, sobre bases racionales, de todos los detalles referentes a localización, geometría y constitución de la cortina y estructuras colaterales o accesorias. Una presa en operación es, en cualquier caso, un sistema cuyos elementos están interrelacionados y se afectan mutuamente. Su proyecto, por tanto, solo puede enfocarse en conjunto. Sin embargo, aquí se abordaran principalmente los aspectos relativos a la estructura de retención (el dique y su cimentación). Se señalaran las relaciones entre estos elementos y los que constituyen la obra, pero no se discutirá en detalle el diseño de estructuras colaterales, como las vertedoras o las de toma. La concepción general y los detalles de diseño de la cortina de una presa se deben determinar escogiendo, entre las diversas alternativas de cortina y tratamiento de cimentación que se adaptan a las condiciones del sitio, aquella cuyo costo total esperado es mínimo.

7.2 Factores que Afectan al Proyecto

- a) Función de la Obra
- b) Tipo, Cantidad y Localización de los materiales utilizables
- c) Características de la boquilla, cimentación y vaso
- d) Clima y Tiempo disponible para la ejecución
- e) Características geológicas y sismológicas regionales
- f) Importancia de la Obra

Estos constituyen los que podría llamarse factores objetivos del diseño. Sin embargo, fijos todos ellos, pueden existir varias alternativas igualmente satisfactorias, al menos aparentemente, para muchos de los componentes del proyecto.

Más aun, ante la necesidad de asignar probabilidades a diversos tipos de daño, en ningún caso la solución adoptada será independiente de factores subjetivos como la experiencia y preferencias del proyectista, o su interpretación personal del comportamiento satisfactorio o indeseable de otras obras en condiciones similares. Todo esto se debe en gran medida a que el numero de variables involucradas es tan grande y las relaciones entre unas y otras pueden ser tan sutiles, que es imposible hacer la evaluación formal de los efectos de todas ellas al proyectar una obra de esta naturaleza. Es difícil determinar a priori la relativa importancia de los seis factores objetivos enumerados. De hecho, en cualquier de ellos puede estar contenido el detalle de mayor importancia de un proyecto y, dado el gran numero de aspectos que el ingeniero debe atender, siempre existe la posibilidad de que ese detalle no sea estimado adecuadamente y aun de que pase inadvertido. De aquí la importancia de una análisis cuidados de todas las partes del proyecto y de una evaluación apropiada, durante la construcción, de las condiciones que puedan sugerir modificaciones benéficas al proyecto original. Es evidente que cuanto más detenidamente se analicen los detalles del proyecto y sus implicaciones, menor será el número de imprevistos que ameriten modificaciones al diseño durante la ejecución, pero estas generalmente no podrán eliminarse del todo. En cualquier caso, dichos cambios deben introducirse oportunamente y ser tales que puedan adaptarse al criterio general con que se elaboro el proyecto. Algunas veces, principalmente en obras que se ejecutan por etapas, es conveniente basar las modificaciones al proyecto original en el estudio del comportamiento previo. No es posible establecer un proceso sistemático en el análisis del conjunto de factores puede afectar el diseño.

7.3 Causas Potenciales de Falla

Dado que el diseño y la construcción de presas de tierra están basados aun en gran medida en conocimientos empíricos, resulta especialmente útil revisar la experiencia acumulada en relación con los casos de comportamiento inadecuado, antes de discutir con detalles las condiciones de un buen diseño.

La mayor parte de la información que existe sobre comportamiento insatisfactorio ha sido resumida por Middlebrooks, quien ha hecho una magnífica revisión de la experiencia de más de un siglo en la construcción de presas de tierra y enrocamiento. Las posibles fallas son las siguientes:

- Desbordamiento
- Flujo de Agua
- Deslizamiento
- Fugas en Conductos enterrados
- Erosión de Taludes
- Otras Causas
- Causas desconocidas

7.4 Diseño Contra Desbordamiento

Una presa de tierra y enrocamiento es esencialmente incapaz de trabajar como estructura vertedora sin un alto riesgo de colapso por erosión. Dadas las implicaciones catastróficas de una falla de este tipo, la probabilidad de su ocurrencia debe mantenerse muy baja. Para ello, la avenida de diseño de una presa terrea debe ser mayor que una presa de concreto o mampostería. La defensa de la presa contra el desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un borde libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño. Dicho borde libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedentes y contra agrietamiento transversal de la presa.

En la estimación del borde libre mínimo necesario debe considerarse también la magnitud probable de los asentamientos de la corona por deformación del terraplén y de la cimentación.

$$H_{BL} = H_1 + H_2 + \Delta H + H_g \text{(Ec. 1)}$$

Donde:

H₁: Altura, sobre el nivel del embalse sobrelevado, de la cresta de las olas producidas por viento.

H₂: Altura de rodamiento de las olas sobre el talud, medida desde la elevación de sus crestas.

ΔH: Asentamiento máximo de la corona, que es 1% de la altura de la presa.

H_g: Altura adicional de seguridad (Valor entre 1 y 4m)

La altura máxima de olas generadas por movimientos sísmicos, estimada a partir de los conocimientos actuales, generalmente resulta menor que la del oleaje producido por vientos fuertes, excepto en casos de resonancia, cuya probabilidad es siempre incierta.

7.5 Diseño Contra Flujo Incontrolado

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser la causa directa de colapso cuando producen tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva en alguna parte de la estructura o de su cimentación, y pueden provocar la falla indirectamente cuando el agua actúa como agente erosivo, previa aparición de grietas en las porciones impermeables de la cortina, o rotura de conductos enterrados.

Aunque no está incluida en los casos de fallas, podría considerarse también la pérdida abundante o total del agua del embalse a través de formaciones permeables o de grietas, como una forma de comportamiento insatisfactorio encuadrada en el grupo de las que hemos llamado fallas por flujo incontrolado de agua.

Tubificación: El agua que fluye a través de un cuerpo poroso ejerce sobre las partículas de este una fuerza por unidad de volumen, en la dirección del gradiente hidráulico, igual al producto de dicho gradiente por el peso volumétrico del agua. Un proceso de erosión iniciado en el lado de aguas debajo de una presa (sobre el talud o en la cimentación) puede progresar de esta manera hacia el embalse en la forma de un ducto o tubo. Al avanzar el proceso, se generan concentraciones de flujo y gradientes hidráulicos cada vez mayores en el extremo de aguas arriba del ducto, hasta que, al llegar a las proximidades del embalse, se crea una vía continua para el agua y la falla de la presa es inminente. La susceptibilidad de un suelo compactado a la tubificación depende de la cohesión del mismo, y por tanto es función del tipo de material, de la energía de compactación y del contenido de agua de colocación, principalmente. Del estudio de presas que han soportado concentraciones de flujo a través de porciones constituidas por material fino, puede deducirse una relación clara aunque cuantitativamente muy burda, entre la resistencia a la tubificación, las propiedades del material y los métodos de compactación. Resulta que la propiedad más importante de un material en cuanto a su resistencia a la tubificación es el índice de Plasticidad alta ($IP \geq 15$) ofrecen la máxima resistencia al arrastre de partículas por las fuerzas de filtración, en tanto que los materiales con $IP \leq 6$ constituyen los precedentes menos satisfactorios. El control del contenido de agua de compactación es importante en la prevención de daños por tubificación, principalmente a causa de su influencia en la permeabilidad de los suelos compactados. Un terraplén construido sin control adecuado del contenido del agua resultara heterogéneo y ofrecerá condiciones favorables para el desarrollo de concentraciones de flujo. Además, si se compacta uniformemente pero con muy bajo contenido de agua, resultara con permeabilidad inicial relativamente alta y las partículas tendrán tendencia a la dispersión, lo que aumenta el riesgo de erosión interna. Por otra parte, a mejor compactación corresponde, en igualdad de circunstancias, mayor resistencia a la tubificación.

Aparte de la selección del material y de los métodos de construcción apropiados, la medida de construcción más apropiados, la medida usual para prevenir el desarrollo de la tubificación consiste en la colocación de filtros aguas debajo de la zona que se pretende proteger. El criterio más generalizado para el diseño de tales filtros está basado en las propiedades granulométricas de los suelos, y desprecia la contribución de la cohesión del material protegido o la resistencia al arrastre por las fuerzas de filtración. Han sido establecidas diferentes formulas definiendo la velocidad requerida para levantar partículas de suelo de diferentes tamaños. Sin embargo, la tubificación incipiente ocurre cuando la presión del agua de filtración en cualquier punto de la cimentación, es mayor que el peso del suelo saturado en ese punto. Bajo tales condiciones el suelo llega a estar sobresaturado rápidamente e incapaz de soportar cualquier carga; la tubificación real es insipiente. Debido a la tubificación muchas presas sean malogradas, ya que al socavarse el terreno interiormente, se producen derrumbes que originan falla total de la estructura.

En presas de tierra, para que la estructura quede al margen de los efectos producidos por la tubificación, se introduce el factor de seguridad, que se calcula por la siguiente fórmula:

$$(FS)_{Tub} = \frac{\gamma-1}{i(1+e)} \text{ (Ec. 2)}$$

Donde:

γ : Peso específico del material

e: Relación de vacíos del mismo

i: Gradiente Hidráulico del flujo que atraviesa el Material

Este factor de seguridad debe ser igual o mayor que 5.

7.6 Línea Superior de Flujo en Presas de Tierra:

Formula de Dupuit. En 1863 Dupuit propuso para la solución de problemas de flujo las siguientes dos hipótesis de trabajo:

- a) Que el gradiente es constante en toda la sección vertical
- b) Que en cada sección vertical, el gradiente es igual a la pendiente de la línea superior de flujo.

La formula se define de la siguiente manera:

$$q = k \frac{h_1^2 + h_2^2}{2d} \text{(Ec. 3)}$$

Donde:

K: Coeficiente de Permeabilidad del Material

H₁: Altura aguas arriba

H₂: Altura agua abajo

d: distancia total recorrida por el flujo de agua

7.7 Filtros

Para ser eficiente, la permeabilidad de cualquier filtro debe ser mucho mayor que la del suelo que protege. Es aceptable un filtro con permeabilidad mínima 50 veces mayor que la del suelo, pero usualmente se pretende que la permeabilidad del filtro sea 100 o mas veces mayor. Además, los poros del filtro deben ser suficientemente finos para impedir el paso de partículas del material protegido. Para cumplir la primera condición es necesario que las partículas más finas del filtro sean cierto número de veces mayores que las más finas del suelo protegido. Experimentalmente se sabe que esa condición se cumple si $D_{15}(\text{Filtro}) \geq 5 D_{15}(\text{del Suelo})$, en que D_{15} es un diámetro tal que solo quince por ciento por peso de las partículas son menores que el. También es un hecho experimental que si un filtro es capaz de retener las partículas gruesas del suelo, estas forman una malla que, a su vez, retienen al resto.

Ya que las partículas finas del filtro serian, en cualquier caso, las encargadas de retener a las partículas gruesas del suelo protegido, se ha investigado la relación entre D_{15} (Filtro) y D_{85} (del Suelo) necesaria para cumplir la segunda condición mencionada, y se ha concluido que esa relación es aproximadamente D_{15} (Filtro) \leq $5D_{85}$ (del Suelo). Por tanto, las dos condiciones (permeabilidad y capacidad de retención) que debe cumplir un filtro, se satisfacen si sus características granulométricas se eligen atendiendo a las del suelo por proteger, de modo que:

$$\frac{D_{15}(\text{del Filtro})}{D_{85}(\text{del Suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{del Filtro})}{D_{15}(\text{del Suelo})} \quad (\text{Ec. 4})$$

La Capacidad Hidráulica es otro aspecto que debe analizarse al dimensionar los filtros de una presa, por lo cual tenemos que calcular cuánto es el caudal que pasa por estos, definido por la siguiente ecuación:

$$q_1 = kd_{\min} \sin \gamma \quad (\text{Ec. 5})$$

Donde:

K: coeficiente de Permeabilidad del material del filtro

d_{\min} : Grosor de la capa del filtro

γ : Angulo formado con la horizontal

7.8 Presiones de Poro

Se indica en que la carga de velocidad del agua fluye a través de los suelos es, en los casos de interés práctico, despreciable. Por tanto, la presión hidrodinámica en cualquier punto del suelo infiltrado resulta:

$$u = (h - y)\gamma_w \text{ (Ec. 6)}$$

Donde:

h: Carga total

y: Carga de Posición

γ_w : Peso volumétrico del agua

De la ecuación 6 se desprende que:

- a) La carga de presión p/γ_w en un punto cualquiera del dominio de flujo es igual a la distancia vertical entre dicho punto y la elevación correspondiente a la carga hidráulica de la equipotencial que pasa por el punto.
- b) La diferencia de carga de presión entre puntos sobre una misma equipotencial es igual a la diferencia de elevación entre los puntos.
- c) La diferencia de carga de presión entre puntos sobre una misma horizontal es igual a la diferencia de carga hidráulica de las equipotenciales que pasan por dichos puntos.

7.9 Análisis de Estabilidad

Desde hace mucho el método más utilizado es el llamado Método Estándar de Cortes en el cual se asume que las fuerzas actúan en los lados de un corte no tienen influencia en la resistencia máxima al corte la cual se puede desarrollar en la parte inferior del corte. La simple connotación fue propuesta por Krey y fue presentada a la literatura técnica inglesa por Therzagi en 1929. En el presente este método se usa por la sección de presas de tierra del USBR (United States Bureau of Reclamation), y es uno de los principales métodos por el cuerpo de Ingenieros de la Milicia Estadounidense.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. La masa de cortes en ensayo se divide en un número de cortes (usualmente, pero no necesariamente, de igual anchura).
2. Para cada corte, las siguientes fuerzas se calculan:
 - a) El peso total (W) el cual es igual al área de los cortes multiplicados por la peso volumétrico (suelo mas agua)
 - b) La fuerza Normal actuando en la parte inferior de los cortes,

$$N = W \cos \alpha$$
 - c) La Fuerza total del agua actuando en la parte inferior de los cortes la cual es igual al promedio por unidad de la presión en los poros multiplicada por la longitud inferior del corte,

$$U = ub / \cos \alpha$$
 - d) El valor $T' = W \sin \alpha$
 - e) La resistencia total al componente cortante debido a la cohesión la cual iguala la unidad de cohesión multiplicada por la longitud de la parte inferior del corte.

$$C = c' b / \cos \alpha$$
 - f) La resistencia total al corte la cual puede ser desarrollada en la parte inferior del corte en la falla, $S = C + (N - U) \tan \phi'$
3. Los resultados de estos cálculos tienen que ser tabulados en una tabla
4. El Factor de Seguridad se Calcula por la formula:

$$FS = \frac{\sum S}{\sum T'} = \frac{\sum [C + (N - U) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \text{ (Ec. 7)}$$

El Factor de seguridad debe de Tener una valor mínimo considerable de 1.5.

CAPITULO 8

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE UNA PRESA DE TIERRA

8.1 Generalidades

La necesidad de un control en la construcción de presas de tierra es un hecho reconocido desde hace muchos años. El rápido desarrollo de las teorías de la mecánica del suelo a partir del año 1925, ha originado un progreso de gran importancia en el conocimiento de los factores que intervienen en la transformación de la tierra suelta en un material estructural. Durante el mismo periodo, sin embargo, la evolución de las grandes máquinas de movimiento de tierras, ha aumentado considerablemente el volumen y la rapidez de la colocación de las tierras, intensificando de esta forma el problema del control de calidad. El control en la construcción se puede llevar a cabo mediante inspecciones, ensayos e informes. El inspector de cimentaciones y obras de tierra asume la responsabilidad de asegurar que el trabajo, que le ha sido asignado para su inspección, se realiza de acuerdo con el Pliego de Condiciones. Para hacer frente a esta responsabilidad de una forma eficaz, debe ser informado de todos los detalles del proyecto y reglamentación correspondientes a la obra en cuestión. Es deseable que el inspector reúna las condiciones de honradez, cortesía, decisión, iniciativa y sentido común. El diario del inspector, en el que debe registrar los datos sobre las condiciones y progreso de la obra y anotar las conversaciones e instrucciones dadas al contratista, es un valiosísimo documento que debe ser conservado. Para que el control de obras de tierra sea eficaz es necesario emplear medios de laboratorio. En el caso de presas pequeñas, éste puede ser de tipo portátil o un pequeño laboratorio de campo situado en un lugar cercano a la obra. En la mayoría de los casos pueden usarse también laboratorios comerciales. Los procedimientos de control recomendados en este libro reducirán el coste de los ensayos de control sin dejar por ello de asegurar una ejecución satisfactoria. Los restos de presas de tierra indican que las primeras presas construidas por el hombre fueron probablemente hechas con tierra.

Las 765 antiguas presas se construyeron a base de tropas de obreros que transportaban la tierra con cestos. La excavación se realizaba manualmente y se conseguía una compactación accidental por el paso de los portadores. Los datos existentes no indican que hubiera ningún proceso intencionado de humectación o compactación del terreno antes del siglo XIX. La importancia de la compactación del suelo se hizo evidente por vez primera en Inglaterra donde, hacia el año 1820, se utilizaron con este fin, rebaños de ovejas y otros animales. A mediados del siglo XIX ya estaban en uso en Europa las apisonadoras pesadas de rodillos de hormigón o metálicos y habían sido introducidas en los Estados Unidos.

8.2 Compactación Mecánica de Suelos

Ha sido definitivamente demostrado que la compactación de suelos cohesivos sigue con los principios establecidos por Proctor. Aunque se utilizan muchos tipos de energías de compactación como estándares y para compactar suelos cohesivos, el efecto de la variación del contenido de humedad sobre el peso específico resultante, es sensiblemente el mismo para todos los métodos. Cada esfuerzo de compactación tiene su propio contenido de humedad. En los suelos cohesivos, las presiones intersticiales producidas por las fuerzas de compresión aumentan rápidamente con el contenido de humedad en las cercanías del máximo de la curva de compactación. La compactación de un suelo con un contenido de humedad ligeramente inferior al óptimo, produce presiones intersticiales relativamente menores y por lo tanto mayores esfuerzos cortantes. La reducción del esfuerzo cortante provocado por la reducción del peso específico (humedad óptima) es mayor que la compensada por el incremento del esfuerzo cortante causado por la reducción de la presión intersticial. Por lo tanto, el máximo esfuerzo cortante de suelos cohesivos respecto a un método de compactación se da justo a una humedad ligeramente inferior que el máximo de contenido de humedad. La compresibilidad de un suelo es la relación entre la presión efectiva ejercida sobre el suelo y el cambio de volumen que experimenta.

Los suelos de tipo impermeable son de compresibilidad variable, dependiendo ésta de la cantidad y carácter de los finos (limos y arcillas) y de la cantidad y granulometría de las partículas gruesas (arenas y gravas) que contienen. Para un suelo determinado, con un contenido de humedad dado, cuanto mayor es la densidad, menos compresible es. La relación entre la compresibilidad y el desarrollo de presiones intersticiales es tal, que para un cierto contenido de aire y de agua, estas presiones aumentan rápidamente cuando aumenta su compresibilidad. En general, un suelo cohesivo muy compresible desarrollará unas presiones intersticiales muy altas al ser cargado, a menos que haya una cantidad apreciable de aire en el suelo compactado. El procedimiento más eficaz de lograr un suelo con aire en los poros y que tenga, además de ello, una elevada densidad, es compactar el suelo con un contenido de humedad ligeramente inferior a la óptima. Sin embargo, esto debe de ser compensado con la necesidad de tener una zona impermeable deformable que no rompa. Un suelo compactado a la humedad óptima tiene más posibilidades de tener esta característica. Los suelos de grano grueso permeables, también llamados suelos no cohesivos o de fácil drenaje, se utilizan comúnmente en grandes zonas de las presas de tierra y también como relleno alrededor de las conducciones o detrás de los muros de retención. Estos suelos también se usan como material filtrante para el drenaje en pozos y alrededor de las estructuras hidráulicas. Estos suelos son permeables por naturaleza y una vez compactados muestran una resistencia al esfuerzo cortante relativamente elevada. Sin embargo, son compresibles si se encuentran sin compactar y pueden experimentar fluxión espontánea cuando están saturados. Estas deseables propiedades de resistencia elevada y baja compresibilidad, grandemente por compactación en los suelos permeables. Si bien la permeabilidad disminuye con este procedimiento, esta reducción es normalmente admisible desde el punto de vista del proyecto. El método más eficaz de compactar suelos no cohesivos es la vibración, siempre que el material esté perfectamente seco o casi saturado de agua. Este último procedimiento es normalmente el único realizable a pie de obra, ya que rara vez se tiene un material perfectamente seco.

La resistencia al esfuerzo cortante de los materiales permeables, como son las arenas limpias, gravas y escolleras, depende casi por completo del ángulo de rozamiento interno. La cohesión es despreciable, y la presión intersticial del agua nunca es mayor que la presión hidrostática debido al drenaje natural del suelo. El ángulo de rozamiento interno es función del tamaño, forma y granulometría de los granos, pero para un determinado suelo no cohesivo su valor varía bastante con el índice de huecos.

8.3 Preparación de la Cimentación

Los puntos débiles en la construcción de presas de tierra se encuentran generalmente en la cimentación y en la zona de contacto entre el terreno natural y el propio terraplén. La construcción de los dispositivos de control de filtración y de estabilidad, debe ser supervisada cuidadosamente por los servicios de inspección, siempre de acuerdo con el pliego de condiciones. Deben controlarse los métodos de extracción del agua utilizados en las operaciones de excavación de las zanjas de impermeabilización, o en la estabilización de los cimientos, con objeto de comprobar que el material fino no está siendo arrastrado a consecuencia de un mal sistema de colocación de los pozos de agotamiento. Cuando sea posible, los drenajes y sumideros deberán colocarse fuera de la zona a excavar con el fin de evitar la creación de un fondo "vivo" debido a la corriente de agua ascendente. Los pozos y sus canales de drenaje en la zona impermeable deben de ser evitados debido a la dificultad de darles lechada y rellenarlo y el peligro de dañar la zona de contacto impermeable de la cimentación. Los huecos pequeños que se encuentran en la cimentación deben de ser rellenados con lechada o mortero de juntas. Sin embargo, estos materiales no deben de utilizarse en superficies expuestas de la cimentación. La lechada y el mortero de juntas están formados por cemento Pórtland y agua, y en algunos casos, cemento Pórtland, arena y agua. El hormigón de limpieza debe de ser utilizado para rellenar agujeros y grutas creadas por las capas en estratos y otras irregularidades como las fallas y grandes juntas o canales en superficies rocosas.

El hormigón de limpieza puede usarse con encofrados para preparar pendientes pronunciadas y rellenar salientes. Si el terreno de cimentación es tierra, todos los materiales inadecuados, tales como materia orgánica, tocones, brazas, césped o grandes raíces, deben ser cuidadosamente extraídos y eliminados. Las operaciones de despeje deben ser llevadas con todo esmero para asegurarse de que se han quitado todos los materiales que puedan volverse inestables por saturación, aquellos que pueden dificultar la creación de una buena unión entre el cimientó y la estructura y todas las bolsas de suelo cuya compresibilidad sea notablemente mayor que la del resto del cimientó. La remoción de materiales permeables situados debajo de las zonas permeables o semipermeables del terraplén, debe limitarse a la zona superficial de acarreos y raíces. Deben excavar pozos de ensayo para estudios posteriores si las operaciones de despeje indican la presencia de materiales inestables o poco adecuados. Un ingeniero experimentado deberá efectuar las inspecciones oportunas.

8.4 Terraplenes

Se dan normas relativas al control del extendido, contenido de humedad y compactación del terraplén. Estas normas han de estar complementadas con medidas que aseguren su cumplimiento. En el caso de presas pequeñas, del tipo estudiado en este libro, el principal objetivo del control de la construcción de terraplenes de suelos cohesivos consiste en lograr, que la puesta en obra del material se realice con la humedad óptima y la densidad máxima obtenida en el laboratorio. Las variables fundamentales que influyen en la construcción de terraplenes son: la distribución de los suelos; colocación, humedad y uniformidad en todo el material a extender, la humedad del material de préstamos, los métodos a elegir para corregir esta humedad (si es excesiva o escasa), las características de los rodillos, el número de pasadas, el espesor de las tongadas, tamaño máximo y cantidad de grava que contiene el material, el estado de la superficie de las capas después del apisonado y el rendimiento de la compactación por percusión en lugares inaccesibles a un rodillo normal.

8.5 Relleno Permeable

Los materiales de tipo permeable se utilizan en presas de recubrimientos exteriores de gran resistencia proteger el núcleo impermeable, garantizar unas buenas condiciones hidráulicas de drenaje y actúan como filtros entre materiales con granulometrías muy distintas. Es absolutamente necesario el control de construcción en las zonas de arenas y gravas objeto de asegurar que el material forme una masa homogénea sin grandes huecos, que la masa de suelo tenga un drenaje libre, que no se produzca una consolidación excesiva debido al peso del relleno superpuesto y que el suelo en cuestión tenga un elevado ángulo de rozamiento interno. La trabajabilidad de un suelo de tipo permeable se reduce considerablemente si contiene limo o arcilla, aunque sea en muy pequeña proporción; por lo tanto, hay que hacer lo posible para garantizar que los trabajos realizados en la zona de préstamos o en el terraplén no produzcan contaminación de este tipo, o que al menos sea mínima. En los casos en que se haya especificado un espesor de capa compactada el inspector debe precisar, al principio de la obra, cuál debe ser el espesor de la capa sin compactar. Este espesor debe mantenerse dentro de límites muy estrechos en el de la obra, puesto que la densidad será comprobada con un número relativamente transcurso reducido de ensayos. El espesor de las tongadas, ordinariamente, se especifica con la suficiente amplitud para que quepan los tamaños de roca que han de encontrarse en la zona de préstamos. Cuando existen cantos rodados o fragmentos rocosos de tamaño superior al espesor fijado, deben tomarse las medidas necesarias para conseguir un empotramiento especial, o bien se llevan esos fragmentos a los taludes exteriores de las zonas permeables o a otras partes de la obra. El inspector debe asegurarse de que estas normas se cumplen, si quiere obtener buenos resultados en los trabajos de compactación. Una vez que el material ha sido colocado y extendido con el espesor deseado y ya resuelto una vez compactadas el problema de los fragmentos de excesivo tamaño, el paso siguiente más importante a continuación es la adición del agua.

La humectación total y uniforme de los materiales, durante la compactación o inmediatamente antes de ella, es esencial para conseguir unos buenos resultados. El método más idóneo de adición y distribución del agua se determinará durante la colocación inicial.

8.6 Rellenos de Rocas y Escolleras

En las presas de tierra se utilizan rellenos de rocas para dar al terraplén una mayor estabilidad y al mismo tiempo proteger paramentos. El relleno de rocas normalmente se coloca en capas de 2 a 4 pies (0,6 m a 1,2 m), humedecidas con agua, y compactadas con compactadores de vibración. Se busca una gran permeabilidad en este tipo de capas, por lo tanto la cantidad de finos permitidos es limitada. Por otro lado, no son deseables grandes huecos. La zona externa del relleno de rocas debe de tener las rocas más grandes para asegurar la protección de la pendiente. En algunas ocasiones las rocas se dejan sin compactación. En este caso, si se utilizan grandes rocas, pueden darse compactaciones excesivas, y puede ser necesario cribar el relleno para compactarlo. El Riprap (escollera o pedraplén) se puede disponer en forma de una capa relativamente delgada de fragmentos rocosos especialmente seleccionados que tienen por objeto proteger los taludes de tierra contra la erosión producida por las olas y las corrientes de agua. El Riprap no se compacta, pero se vierte y se coloca de forma que se consiga una alta resistencia al esfuerzo constante mediante el trabajo de los fragmentos angulosos. La superficie de escollera óptima es la que estando bien encajada es irregular con objeto de poder resistir eficazmente la acción de las olas. Hay que inspeccionar tanto el relleno de rocas como con el Riprap para asegurar que el material que se usa no sostiene una cantidad de finos excesiva. Debe de tenerse en cuenta las roturas producidas en el manejo y el transporte. Las operaciones de colocación deben de ser inspeccionadas para asegurar que no hay segregación y no se dejan huecos demasiado grandes entre las rocas.

La inspección del relleno de rocas y la compactación consiste básicamente en una observación visual para asegurar que la pendiente y la humedad especificadas se consiguen, y que se obtiene el peso unitario adecuado. Ocasionalmente, se llevan a cabo ensayos de peso unitario para grandes diámetros para comprobar la densidad, pero son utilizados raramente por su dificultad en la realización y el tiempo que llevan.

8.7 Rellenos Diversos

Las presas sobre terrenos de cimentación saturados de grano fino, pueden requerir rellenos estabilizadores cuyo peso mejora el equilibrio del conjunto. La excavación de los cimientos de la presa o de las estructuras adscritas a ella, proporcionan con frecuencia materiales inadecuados o en cantidad excesiva para las necesidades del terraplén en sí. Pueden, en ese caso, utilizarse estos materiales para los rellenos estabilizadores en el pie de la presa. En lugares donde obtener una escollera de buena calidad era muy caro se utilizaron estos, materiales de excavación para rebajar la pendiente del paramento de aguas arriba de la presa. Es posible, de esta forma, emplear después roca de baja calidad e incluso en algunos casos llegar a prescindir de ella. En algunas ocasiones el exceso de material de excavación se ha utilizado particular de la parte de aguas abajo de la presa únicamente como sustituto de un material que de otra forma resultaría a un precio excesivo. En una zona la permeabilidad de los estabilizadores no es demasiado importante a efectos del proyecto y no suelen compactarse especialmente. Sin embargo, debe hacerse completo de la posible compactación rellenos uso que pudiera ocasionar el paso de los equipos de transporte y colocación de las distintas capas de material. Algunas veces la naturaleza de los materiales disponibles o las necesidades del proyecto exigen el empleo de un esfuerzo de compactación mayor. Por ejemplo, se ha utilizado a veces un apisonado con rodillos de pata de cabra para fragmentar grandes bloques, de roca blanda y evitar así asientos excesivos. La compactación puede también ser necesaria cuando el relleno en cuestión ha de servir de

pantalla impermeable. La inspección de este tipo de rellenos es de ordinario enteramente visual, y no suele hacerse ensayos de control. El problema fundamental de la inspección aquí es asegurar que no se sobrepasa el espesor de tongada fijado previamente y comprobar que los equipos de transporte no se canalizan por una sola pista, sino que se extienden, tanto como es posible, por toda la superficie de la zona.

8.8 Informes y Registros

El inspector debe hacer un informe diario sobre las actividades que son objeto de su vigilancia. Estos informes deben registrar el progreso de la construcción; suministrar información al propio inspector sobre las subsiguientes operaciones (incluyendo prohibiciones y órdenes dadas al contratista) y aportar datos para la confección de resúmenes. El modelo de estos informes variará de acuerdo con las características de cada obra, pero todos los datos que figuren en los resúmenes deben estar basados en anotaciones y registros diarios. Es de desear la adopción de un método sistemático de identificación de los ensayos de densidad efectuados en la presa. A título de orientación se sugiere que cada ensayo se identifique por la fecha, turno de trabajo, número dentro del turno y motivo del ensayo.

CAPITULO 8

DISEÑO DE UNA PRESA DE TIERRA

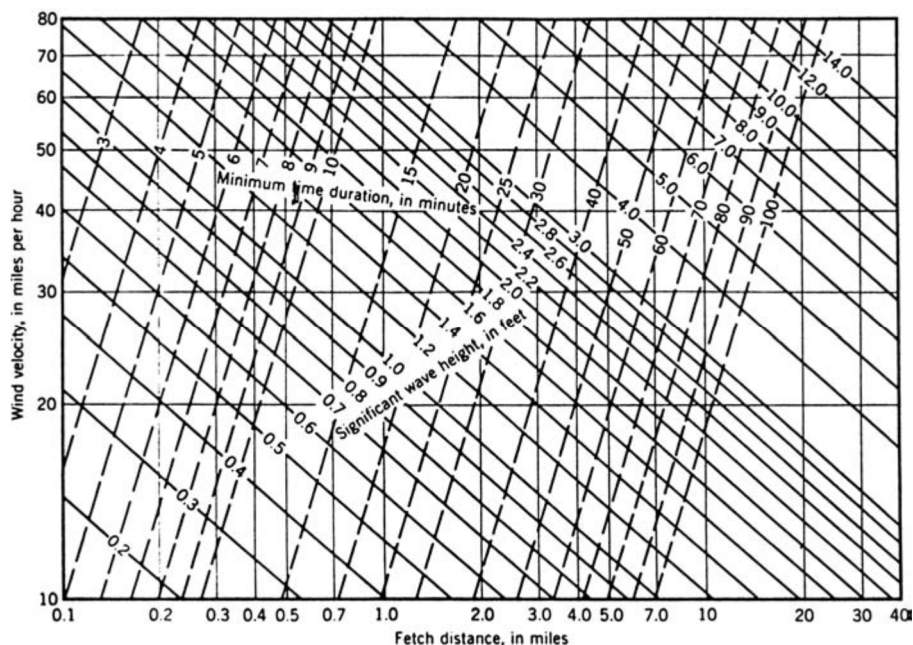
Se pide diseñar una presa de tierra de 18 m de altura para fines de riego en una comunidad donde la actividad de agricultura es el método de sobrevivencia. El laboratorio de suelo hizo todas las pruebas y nos brindo los datos del tipo de suelo a utilizarse en esta presa. El tipo de presa va a ser heterogénea con un corazón de arcilla impermeable y grava por recubrimiento, con filtros de arena gruesa SP, con talud de 2:1 tanto aguas arriba como aguas abajo y Cimentación arena-grava.

9.1 Borde Libre

Para el cálculo del Borde Libre tenemos la siguiente Ecuación:

$$H_{BL} = H_1 + H_2 + \Delta H + H_g$$

Pero en esta ecuación necesitamos encontrar los valores de las alturas. Donde $H_1 = 2/3H_0$ y $H_2 = 4/3H_0$, pero para encontrar H_0 necesitamos obtener cual es la velocidad del viento y el Fetch, se asumió una Velocidad de diseño de 40 mph con un Fetch de 5 mi. Con estos datos calcularemos el valor deseado con el siguiente grafico:



Obteniendo un resultado de $H_0 = 3.97 \text{ ft} = 1.17 \text{ m}$, aplicando la formula de Borde Libre

$$H_{BL} = H_1 + H_2 + \Delta H + H_g$$

$$H_{BL} = \frac{2}{3}H_0 + \frac{4}{3}H_0 + 0.01H + H_g$$

$$H_{BL} = \frac{2}{3}(1.17) + \frac{4}{3}(1.17) + 0.01(18) + 2.48$$

$$H_{BL} = 5m$$

9.2 Tubificacion

El laboratorio no da el resultado del Peso especifico de la Cimentación que les da un resultado de 1.75 Ton/m^3 y una porosidad e de 0.9. Haciendo los respectivos cálculos.

Para el Gradiente Hidráulico:

$$\Delta h = \frac{h}{H} = \frac{13}{18} = 0.7222$$

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{0.7222}{16} = 0.0451$$

$$(FS)_{Tub} = \frac{\gamma-1}{i(1+e)} = \frac{(1.75-1)}{0.0451(1+0.9)} = \frac{0.75}{0.0857} = 8.7$$

Esto nos dice que la estructura queda al margen de los efectos producidos por la tubificacion.

9.3 Línea Superior de Flujos:

Esta se determina por los datos obtenidos por el Laboratorio de Suelos para el Corazón Impermeable de arcilla tenemos un Coeficiente de Permeabilización de 1×10^{-9} cm/seg y una distancia de recorrido de 52 m, y un recubrimiento de arena con un coeficiente de permeabilización de 0.4 cm/s. Haciendo los Cálculos Tenemos:

$$q = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2d}$$
$$q = (1 \times 10^{-7}) \frac{13^2 - 2^2}{2(52)} = (1 \times 10^{-7}) \frac{165}{104} = 15.8 \times 10^{-8} \frac{m^3}{s.m}$$

9.4 Filtros

Se Procede a la Verificación de la granulometría del filtro respecto a la granulometría de la base. Las curvas granulométricas realizadas por el laboratorio de suelos nos reflejan los siguientes datos:

$$D_{15}(\text{Filtro}) = 1.19$$

$$D_{85}(\text{Filtro}) = 1.88$$

$$D_{15}(\text{Base}) = 0.23$$

$$D_{85}(\text{Base}) = 1.03$$

$$K_{\text{Filtro}} = 1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$\frac{D_{15}(\text{del Filtro})}{D_{85}(\text{del Suelo})} \leq 5 \leq \frac{D_{15}(\text{del Filtro})}{D_{15}(\text{del Suelo})}$$
$$\frac{1.19}{1.03} \leq 5 \leq \frac{1.19}{0.23}$$

Las condiciones para este filtro de Arena gruesa son óptimas para usarse en nuestra presa de Tierra. El diseño propuesto con los materiales a utilizarse es de tal forma que no ocurre movimiento de las partículas del terraplén hacia el filtro.

Procedemos a calcular el caudal que pasara por nuestros filtros.

$$q_1 = kd_{min} \sin \gamma$$

$$q_1 = (1 \times 10^{-3}) (1) (\sin 26.62) = 4.48 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

9.5 Análisis de Estabilidad

Plotearemos en una tabla los resultados obtenidos, teniendo en cuenta un peso saturado del Corazón de 1700 kg/m³ con cohesión de 2519 kg/m² y de revestimiento de Grava Arenosa de 1450 kg/m³ con Cohesión 0. La Tangente del ángulo de rozamiento para el corazón es de 0.5 y de la grava arenosa es 0.80

**SUMARIO DE CALCULOS
FUERZAS EN KG**

CORTE	W	α	SINα	COSα	WSINα	WCOSα	C	H	P	U	N - U	
											CORAZON	REVESTIMIENTO
1	88876.00	30	0.5000	0.8660	44438	76969	29087	10.45	2550	29445	47524	0.00
2	146058.50	28	0.4695	0.8829	68570	128962	0.00	9.69	3310	0.00	0.00	128962
3	112520.00	25	0.4226	0.9063	47553	101978	0.00	5.83	7170	0.00	0.00	101978
4	38860.00	12	0.2079	0.9781	8079	38011	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38011
Σ					168641		29087				47524	268951

$$FS = \frac{\sum S}{\sum T'} = \frac{\sum [C + (N - U)\tan\phi']}{\sum W\sin\alpha}$$

$$FS = \frac{29087 + 47524(0.5) + 268951(0.8)}{168641}$$

$$FS = \frac{268009.8}{168641} = 1.60$$

La presa trabaja en optimas condiciones ya que nuestro FS >1.5 que es el mínimo requerido para las presas de tierra. La Presa no sufrirá volcamiento o derrumbe.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se describieron las instrucciones para la construcción de una presa de tierra. La demarcación de áreas de préstamo y de las diferentes partes de las obras, así como las tareas de desmonte, limpieza y manejo de áreas de préstamo. Se describen los aspectos sustanciales del tratamiento de la fundación y de la excavación y construcción de la estructura misma.

Se dan las recomendaciones principales para las tareas de colocación y compactación de materiales, mencionando los controles más importantes a realizar sobre los materiales compactados al avanzar la construcción de presas de más de 10 metros de alturas (controles de humedad, granulometría, plasticidad, densidad proctor, etc.). Se dan también algunas recomendaciones sobre la instalación de instrumentos y dispositivos de medición para el monitoreo de la gestión del agua como para el control del comportamiento de la presa en los casos que se requiera.

Para la selección del tipo de presa tenemos que tomar en cuenta varios factores y la opinión de los expertos en diversas disciplinas (incluyendo Formuladores, Hidrólogos, Geólogos, Ingenieros Hidráulicos, Ingenieros estructurales, así como geotécnicos) con el fin de asegurar diseños proporcionados y ahorrativamente viables con las condiciones físicas como la topografía, geología y condiciones del cimiento, materiales disponibles, hidrología y sismicidad.

Las normativas y procedimientos utilizados para la construcción de presas de tierra no lo encontramos en Nicaragua por lo que debemos de recurrir a instructivos internacionales como el USBR (United States Bureau of Reclamation) y reglamentos del US Army el cual los podemos encontrar en paginas oficiales del Gobierno de los Estados Unidos.

Se expuso con un modelo las diferentes Ecuaciones y Factores de Seguridad a utilizar en el diseño de una presa de tierra, cabe mencionar que este trabajo es de carácter académico por lo que los datos son suministrados por el Laboratorio de Suelos y son asumidos para el mejor entendimiento de lo que debe pasar en el diseño de una presa.

RECOMENDACIONES

Como toda estructura en Ingeniería Civil, el diseño de una presa de tierra está basado en ambos precedentes y en estudios analíticos. La experiencia personal y preferencias del diseñador, sin embargo, juegan un rol muy grande en presas de tierra que en el diseño de la mayoría de las otras estructuras. Usualmente es posible construir una variedad de presas las cuales podrían ser seguras y económicas, y hay muchos ejemplos donde ingenieros han propuesto extensivamente diseños para el mismo reservorio.

El tema de Presas de tierra es muy interesante por lo que recomendamos el uso de estos mismos a lo largo de nuestro país. Nicaragua posee variedad de cuencas hídricas por lo tanto la construcción de estas mismas podrían ser una gran ayuda para las comunidades que en cierto modo sobreviven de la agricultura, ganadería, etc.

Consideramos que no es muy necesaria la inversión de un capital extranjero para la construcción de estas misma ya que tenemos todo al alcance tanto el recurso de los materiales como el humano.

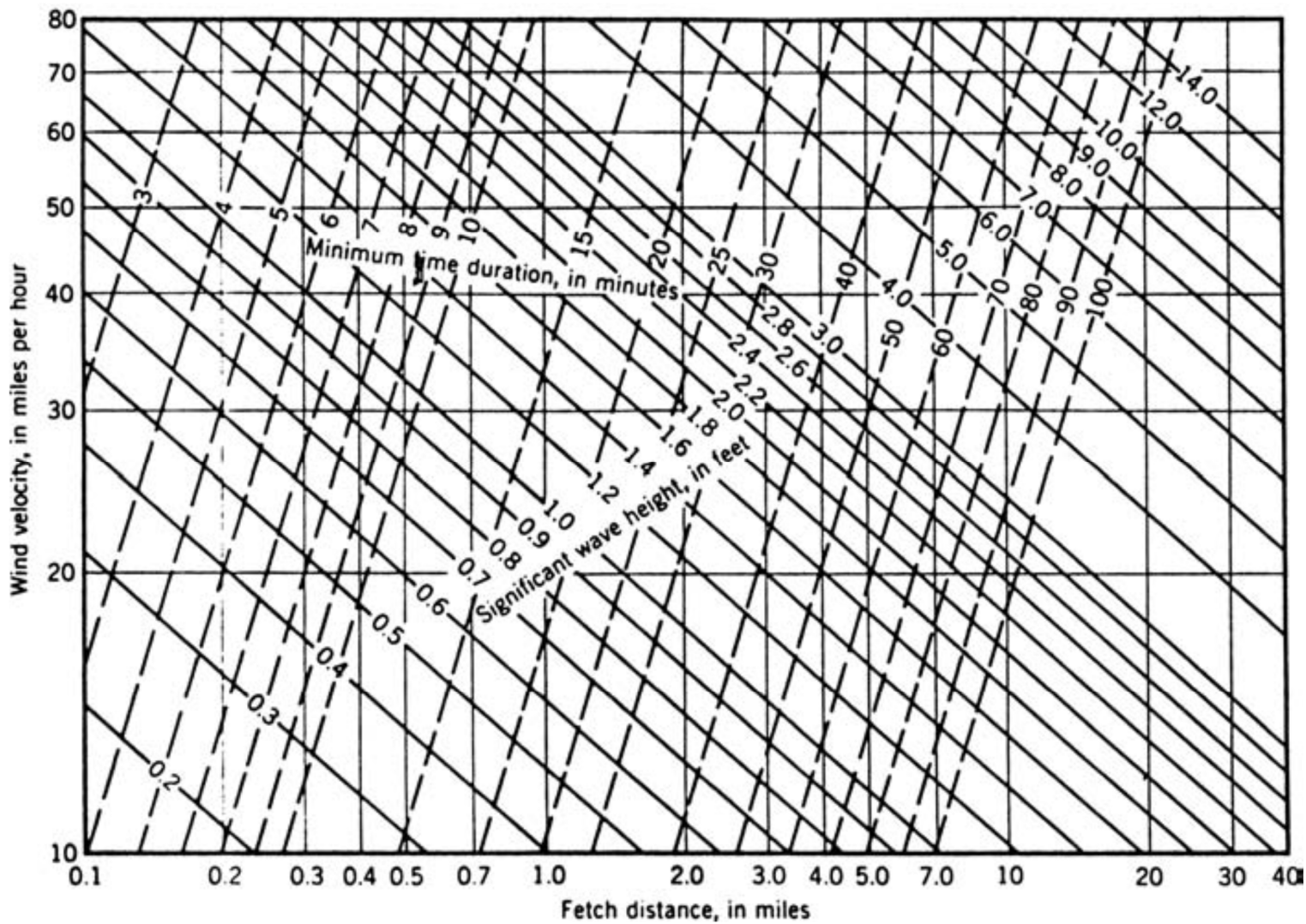
BIBLIOGRAFIA

- James, Sherard; Richard, Woodward; Stanley, Gizienski; William, Clevenger. *Earth and Earth-Rocks Dams*. United States of America: John Wiley & Son, Inc. 1963.
- Eduardo, Martinez; Paloma, Batanero; Ignacio, Martinez; Elena, Gonzales. *Diseño de Pequeñas Presas*. 3ª Edicion España: Bellisco Ediciones, 1980.
- Raul, Marsal; Daniel, Resendiz. *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Mexico: Talleres de Impresiones Editoriales, S.A., 1983.
- Robin, Fell; Ptrick, MacGregor; David Stapledon; Graeme, Bell. *Geotechnical engineering of Dams*. London, United Kingdom: Taylor & Francis Group plc, 2005.

ANEXOS



Presa de Kaffara (Sadd-el-Kaffara), Vista general del parámetro de aguas arriba desde del cauce del wadi Garawi



Altura de la Ola con el tiempo Mínimo de Duración



Presas de Gravedad o Concreto



Presas de Escollera



Presas de Tierra



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DEPARTAMENTO DE COORDINACION DE FORMAS DE
CULMINACION DE ESTUDIOS**

HOJA DE CONCLUSIÓN DE TESINA

NOMBRE DE LOS SUSTENTANTES: 1) DAVID ENRIQUE RAMOS BOSQUE 2) 3)	
NOMBRE DEL CURSO:	OBRAS VERTICALES 2009
NOMBRE DE LA TESINA:	PRESAS DE TIERRA
ESPECIFIQUE LAS AREAS QUE ABORDARON EN LA TESINA: 1) DISEÑO DE CIMENTACIONES 2) MAQUINARIA DE CONSTRUCCION 3)	
FECHA DE DEFENSA:	
VALORACIÓN DEL TUTOR SOBRE LA TESINA: EL TRABAJO HA SIDO DESARROLLADO SATISFACTORIAMENTE Y CUMPLE CON LOS OBJETIVOS PLANTEADOS.	
JURADO CALIFICADOR DE LA TESINA: 1) 2) 3)	
FIRMA COORDINADOR: _____	

FIRMA DEL TUTOR -----
CC: Archivo